

REABILITAÇÃO DE UMA ESTRUTURA DE ALVENARIA DE PEDRA

RÚBEN JOEL DE OLIVEIRA GUEDES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor João Paulo Sousa de Miranda Guedes

Co-Orientador: Engenheira Esmeralda Maria Dias de Castro Paupério
Vila Pouca

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A ti,

Somos o que fazemos, mas somos principalmente o que fazemos para mudar o que somos.

Eduardo Galeano

AGRADECIMENTOS

Durante toda a minha vida sempre tive o apoio incondicional de todos aqueles que me são mais queridos, em todas as decisões que tomei. De todos esses destaco os meus Pais, pois foi graças a eles que me tornei naquilo que sou hoje: filho, homem e futuro grande Engenheiro Civil. Pois, sem todo o apoio que me deram ao longo destes anos, o caminho até aqui percorrido teria sido muito mais difícil. Foi graças aos conselhos deles, reunidos de uma vasta experiência de vida, que fui crescendo como pessoa, por isso deixo aqui escrito nestas páginas da minha primeira grande obra, um “Muito Obrigado António e Maria, por aquilo que representam na minha Vida”.

Às minhas irmãs, Letícia e Vânia, também lhes devo um grande voto de gratidão, pelo apoio delas nos momentos mais difíceis que passei, e pelos sorrisos delas nos meus momentos de alegria.

A todos os meus Amigos que amealhei ao longo destes 22 anos que me apoiaram durante a redacção deste trabalho, pelos jantares e momentos de lazer que se proporcionaram ao longo de todo este tempo. Citando um grande Amigo “É disto que vou ter saudades!”, estes cinco anos onde fiz grandes amizades, amizades essas que serão para a vida. Queria agradecer em especial ao futuro Eng.º Artur Patrão pela disponibilidade demonstrada para o auxílio na execução do levantamento geométrico do edifício em estudo.

Ao meu orientador Professor Doutor João Paulo Sousa de Miranda Guedes, pela disponibilidade demonstrada, pela transmissão de conhecimentos e de opiniões, pelo esclarecimento das minhas dúvidas e por todas as dicas fornecidas na elaboração deste trabalho.

À minha co-orientadora Eng^a Esmeralda Paupério, por todas as orientações fornecidas durante a redacção deste trabalho.

Aos Professores António Viana da Fonseca e António Topa Gomes pela disponibilidade demonstrada para o esclarecimento de dúvidas, pelo material de apoio fornecido e por todas as dicas dadas para a resolução de problemas durante todo o trabalho.

A todos os professores que de certa forma contribuíram directa ou indirectamente para atingir a meta final deste trabalho.

Ao Eng.º Tiago Ilharco Dias pelos esclarecimentos de dúvidas, pelo apoio fornecido na execução de ensaios e por toda a disponibilidade demonstrada.

Ao Eng.º Valter Lopes pelo esclarecimento de dúvidas e dicas fornecidas.

Ao Instituto da Construção pelo fornecimento de todo o material/equipamento necessário para a elaboração deste trabalho.

Às Águas do Porto EM pelo apoio fornecido quando solicitado e pela disponibilidade demonstrada.

E a todos aqueles que directa ou indirectamente contribuíram para a redacção deste trabalho.

RESUMO

A reabilitação de edifícios antigos tem vindo a adquirir importância crescente dentro da engenharia civil, nomeadamente devido à necessidade de promover a preservação do património arquitectónico e na crescente percepção de que esta actividade tem um potencial muito interessante para projectistas e construtores. O estudo de edifícios antigos apresenta um interesse crescente, dada a importância que tem vindo a ser atribuída à preservação do património construído, indo para além da visão simplista da conservação de monumentos e edifícios públicos de interesse. Apesar do facto de Portugal ser um país rico em património arquitectónico, não tão notório como o de outros países da Europa, mas de uma enorme grandeza e simplicidade devido a muitos processos construtivos usados e herdados de romanos e árabes, mas também com características próprias que o distinguem, o tema reabilitação de edifícios tem sido pouco convidativo para projectistas e construtores. Somente nas últimas décadas é que se verificou uma tendência contrária, começando a surgir trabalhos sobre este tema.

Numa parte introdutória deste trabalho será feita uma contextualização da reabilitação, nomeadamente no que respeita à evolução que esta tem vindo a sofrer em termos de regulamentação, fazendo ainda a contextualização do panorama português face ao europeu. Mais adiante, nesta mesma obra é feita uma descrição de um edifício antigo, bem como as suas partes constituintes (fundações, paredes resistentes, pavimentos e cobertura de madeira), evidenciando ainda as anomalias, mais comuns que podem surgir nos vários elementos construtivos.

Feita a introdução teórica sobre a temática deste trabalho e a contextualização do leitor sobre edifícios antigos, é apresentado o caso de estudo sobre o qual este incide. Como tal, é feito um levantamento das características do edifício (geometria, materiais, danos, etc.), indagando posteriormente as possíveis causas para as anomalias verificadas; por fim são propostas medidas de intervenção de acordo com as deficiências observadas. Como medida suplementar de análise, procedeu-se à modelação estrutural do edifício, para possibilitar a verificação da veracidade das causas apontadas para as anomalias e averiguação do comportamento do edifício, permitindo assim a aplicação correcta de medidas mitigadoras.

PALAVRAS-CHAVE: Alvenaria de pedra, Inspeção, Diagnóstico.

ABSTRACT

The rehabilitation of old buildings is becoming increasingly important within the civil engineering due to the need to promote the preservation of the architectural heritage and the increasing perception that such activity has an interesting potential to designers and constructors. The study of old buildings reveals as being of growing interest due to the importance that has been assigned to existing heritage, going beyond the simplistic conception of monuments and buildings preservation. Although Portugal is a country with a rich architectural heritage, less pronounced than other European countries, but with magnificence and simplicity due to various constructive processes implemented and inherited from the Romans and Arabs, but also with unique characteristics, the rehabilitation of buildings has been unattractive to both designers and constructors. Solely in the last decades an opposite trend emerged, beginning to appear some works on this field do study.

In a introductory part of this paperwork, a contextualization of rehabilitation will be done, namely with respect to the evolution occurred in the regulation, contextualizing also the Portuguese case in the European panorama. Furthermore, later in this work, a description of an old building is done, as so its constitutive parts (foundations, resisting walls, floors and wood top) pointing out the most common anomalies that may arise in the several constructive elements.

As soon as the theoretical introduction about the theme and the contextualization about old buildings are done, a case of study, on which this work focuses, is presented. Therefore, a list of the building characteristics is made (geometry, materials, damages, etc.) later questioning the possible causes to the verified anomalies; finally, intervention measures are proposed accordingly with the existing anomalies. As an extra analysis measure, a structural modelling of the building was done, so that the veracity of the causes pointed out to the anomalies and the building behaviour can be checked, allowing that mitigating procedures can be implemented.

KEYWORDS: Stone masonry, Inspection, Diagnosis.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1. IMPORTÂNCIA DA REABILITAÇÃO	1
1.2. OBJECTIVOS	2
1.2. ESTRUTURA DO TRABALHO	2
 2. REABILITAÇÃO	 3
2.1. PRINCÍPIOS E HISTÓRIA DA REABILITAÇÃO	3
2.1.1. ORIGEM DA REABILITAÇÃO	3
2.1.1.1. Carta de Atenas e Veneza	4
2.1.1.2. Carta de Cracóvia e recomendações ICOMOS	5
2.1.2. REABILITAÇÃO ESTRUTURAL	6
2.1.3. REABILITAÇÃO E AUTENTICIDADE	7
2.1.4. SUSTENTABILIDADE DA REABILITAÇÃO	8
2.2. PANORAMA PORTUGUÊS	8
 3. EDIFÍCIOS ANTIGOS	 11
3.1. EDIFÍCIO ANTIGO	11
3.2. FUNDAÇÕES	12
3.3. PAREDES RESISTENTES DE ALVENARIA DE PEDRA	14
3.4. PAVIMENTOS DE EDIFÍCIOS ANTIGOS	20
3.5. COBERTURA DE EDIFÍCIOS ANTIGOS	27
3.6. PAREDES DIVISÓRIAS	31
 4. ANOMALIAS EM EDIFÍCIOS ANTIGOS	 33
4.1. GENERALIDADES	33
4.2. ANOMALIAS NAS FUNDAÇÕES	36
4.3. ANOMALIAS EM PAREDES RESISTENTES	38

4.3.1. FENDILHAÇÃO	38
4.3.2. ESMAGAMENTO	41
4.3.3. DESAGREGAÇÃO	41
4.4. ANOMALIAS EM PAVIMENTOS	44
4.4.1. DANOS RELACIONADOS COM CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL	45
4.4.2. ATAQUES DE AGENTES BIÓTICOS (INSECTOS E FUNGOS)	46
4.4.3. DANOS CAUSADOS POR AGENTES ATMOSFÉRICOS	47
4.4.4. DANOS DEVIDOS À MÁ CONCEPÇÃO/CONSTRUÇÃO E DEFICIENTES INTERVENÇÕES	48
4.5. ANOMALIAS EM COBERTURAS	49
4.6. ANOMALIAS EM PAREDES DE COMPARTIMENTAÇÃO	51

5. CASO DE ESTUDO – LEVANTAMENTO E DIAGNÓSTICO

.....	53
5.1. LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO E ENQUADRAMENTO	53
5.2. CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO – LEVANTAMENTO GEOMÉTRICO E DE MATERIAIS	54
5.2.1. ESTRUTURA E FUNDAÇÕES	56
5.2.2. ESTRUTURA DOS PAVIMENTOS	58
5.2.3. COBERTURA	60
5.3. LEVANTAMENTO E DIAGNÓSTICO	60
5.3.1. MAPAS DE DANOS	61
5.3.1.1. D1 – Fissuração nas paredes de alvenaria	61
5.3.1.2. D2 – Degradação das estruturas de madeira: pavimento do rés-do-chão e 1º andar	63
5.3.1.3. D3 – Degradação das paredes de compartimentação: inclinação das padieiras das portas, destacamento de reboco, fissuração e descolamento das paredes resistentes	68
5.4. MODELAÇÃO ESTRUTURAL	69
5.4.1. MODELO	70
5.4.1.1. Descrição dos modelos	71
5.4.1.2. Quantificação de acções	74
5.5. ANÁLISE DE RESULTADOS	76
5.5.1. PAREDES DE ALVENARIA	77
5.5.1.1. Fachada principal	78
5.5.1.2. Fachada lateral (Oeste)	86
5.5.2. PAVIMENTOS	89

5.5.2.1. Pavimento rés-do-chão	92
5.5.2.2. Pavimento 1º piso	96
5.5.2.3. Conclusões	98
5.5.3. PAREDE DE TABIQUE	99

6. MEDIDAS DE INTERVENÇÃO

6.1. GENERALIDADES.....	103
6.2. MEDIDAS PROJECTADAS – EDIFÍCIO EM ESTUDO.....	104
6.2.1. MEDIDAS PROJECTADAS - FENDILHAÇÃO	105
6.2.1.1. Fachada principal	105
6.2.1.2. Fachada lateral (Oeste).....	108
6.2.1.3. Cave – Parede cega	108
6.2.2. MEDIDAS PROJECTADAS - MADEIRAS.....	109
6.2.2.1. Estrutura dos pavimentos	109
6.2.2.2. Estrutura da cobertura	114
6.2.3. MEDIDAS PROJECTADAS – PAREDES DE COMPARTIMENTAÇÃO	117
6.2.4. MEDIDAS DE PROJECTADAS – VIBRAÇÃO DO PAVIMENTO	117
6.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS – EDIFÍCIO	118

7. Conclusão

7.1. CONCLUSÕES FINAIS	119
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	120

BIBLIOGRAFIA	121
---------------------------	------------

Anexo

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Interior da Igreja Matriz de Mértola.....	3
Fig. 2.2 – (a) substituição de componentes de madeira e de alvenaria por betão armado; (b) excerto de elemento de betão armado em alvenaria; (c) substituição de elementos de alvenaria por betão armado.....	7
Fig. 2.3 - Intervenção nos edifícios circundantes à praça Carlos Alberto, Porto 2007.....	8
Fig. 2.4 – Peso das obras reabilitação na produtividade total da construção em 2002.....	9
Fig. 2.5 – Peso das obras reabilitação na produtividade total da construção em 2005.....	9
Fig. 3.1 - Edifício antigo em alvenaria de pedra.....	12
Fig. 3.2 - Fundação antiga indirecta: (a) representação esquemática; (b) fundação da Igreja de S. Mamede (Vila Verde – RRVS).....	13
Fig. 3.3 - Fundação indirecta.....	14
Fig. 3.4 - Paredes de alvenaria de Pedra: (a) casa de Almendra - Fachada Posterior; (b) convento da Trindade (Coimbra); (c) alvenaria em xisto (Vinhais).....	15
Fig. 3.5 - Modelo de comportamento estático de parede de alvenaria.....	16
Fig. 3.6 - Modelo de comportamento da parede de alvenaria, em relação à humidade.....	17
Fig. 3.7 - Esquemas construtivos de paredes de alvenaria simples ou de dois panos.....	17
Fig. 3.8 - (a) blocos de pedra com travadores; (b) montagem de blocos, com junta desfasada.....	18
Fig. 3.9 - Travamento em cunhal: (a) representação esquemática; (b) casa rural (Almendra).....	18
Fig. 3.10 - Tirantes ancorados para pregagem de paredes - medida de reforço após a construção (Quinta do Convento – Salzedas).....	19
Fig. 3.11 - Arcos em alvenaria de pedra: (a) Mosteiro de Salzedas; (b) interior, Salzedas.....	21
Fig. 3.12 - (a) Pavimento em arcos com estrutura em madeira que recebe soalho (b) Pavimento em abóbadas com enchimento que recebe revestimento de pedra ou cerâmico.....	21
Fig. 3.13 - Arcos múltiplos: (a) equilíbrio de impulsos em arcos múltiplos [1]; (b) Mosteiro S. Bento da Vitória, Porto.....	22
Fig. 3.14 - Arco em tijolo - convento da Trindade, Coimbra.....	23
Fig. 3.15 - Pavimento de madeira tarugado.....	23
Fig. 3.16 – Esquema estrutural de um pavimento em madeira e respectivo afastamento das vigas.....	24
Fig. 3.17 - Pavimento de vãos múltiplos (a) viga em madeira; (b) viga em ferro.....	25
Fig. 3.18 - Ligação pavimento-parede de alvenaria.....	25
Fig. 3.19 - Ligação pavimento-parede de alvenaria, com ancoragem da viga de madeira.....	26
Fig. 3.20 - Ligação pavimento-parede de alvenaria, com frechal existente na parede (a) representação esquemática (b) imagem real.....	26

Fig. 3.21 - Tarugamento de pavimento de madeira.....	27
Fig. 3. 22 - Representação esquemática de uma asna simples.....	28
Fig. 3. 23 - Asna de madeira de duas vertentes.....	28
Fig. 3.24 - Pormenores de ligações entre elementos das asnas, com recurso a ligações metálicas (a); (b).....	29
Fig. 3.25 - Pormenores de ligações de asnas com paredes (a) com mísula – Igreja de Valongo; (b) apoio directo – Escola Secundária Rodrigues de Freitas]; (c) representação esquemática de uma boa ligação.....	30
Fig. 3.26 - Composição de uma estrutura de cobertura.	30
Fig. 3.27 - (a) Asna de cobertura inclinada (b) pormenor de ligação (casa na Rua António Carneiro).31	
Fig. 3.28 - Tabique de madeira com revestimento sobre fasquiado (a) representação esquemática; (b) Igreja da Misericórdia – Edifício anexo, Mirandela.	32
Fig. 4.1 - (a) consequências de um sismo nos Açores; (b) incêndio do Chiado.....	34
Fig. 4.2 - Ampliação de edifícios em altura.....	35
Fig. 4.3 - (a) substituição de parede resistente por viga metálica; (b) consequência da supressão de paredes resistentes – Casa Vila do Conde.	35
Fig. 4.4 - Consequência do abaixamento do nível freático – Fontainhas, Gaia.	36
Fig. 4.5 - Assentamento de fundações, possivelmente associado à acção da água nos solos.....	37
Fig. 4.6 - Assentamento de fundação devido a descompressão do solo.	37
Fig. 4.7 - (a) degradação de fundações expostas na sequencia de escavações, N1 - Conta inicial do terreno/N2 - Cota após rebaixamento; (b) fundação sobre aterro/solo de fraca qualidade.	38
Fig. 4.8 - As fendas procuram os pontos mais fracos da alvenaria.....	39
Fig. 4.9 - Destruição total da integridade estrutural, a parede é um conjunto de blocos "soltos".....	40
Fig. 4.10 - Fendas cruzadas com inclinações relativas de 45 graus, aproximadamente.	40
Fig. 4.11 - Fenda na ligação fachada-empena, por rotação da fachada.	41
Fig. 4.12 - Degradação da alvenaria associada a fendilhação.....	42
Fig. 4.13 - Desagregação de alvenaria.....	42
Fig. 4.14 – (a) arenização da alvenaria e destamento de reboco; (b) formação de empolamentos.	43
Fig. 4.15 - Degradação em parede de alvenaria com elementos resistentes em madeira.	44
Fig. 4.16 - Nós em vigas de pavimento.	45
Fig. 4.17 - Fendas de secagem em vigas de pavimento.	45
Fig. 4.18 - Presença de fungos.....	46
Fig. 4.19 - Presença de caruncho.....	47
Fig. 4.20 - Presença de térmitas.....	47
Fig. 4.21 - Afastamento excessivo de vigas de pavimento.....	48

Fig. 4.22 - (a) degradação do pavimento devido à construção da lajeta de betão; (b) degradação do pavimento devido à rotura de canalizações.	49
Fig. 4.23 - Rotura de apoio de asna na parede.	50
Fig. 5.1 - Localização do edifício assinalado – A.	53
Fig. 5.2 – (a) fachada Principal; (b) perspectiva.	54
Fig. 5.3 - (a) fossa séptica; (b) entrada para a mina; (c) mina; (d) estrutura da escada e do pavimento; (e) acesso à cave.	55
Fig. 5.4 - Imagem do telhado.	56
Fig. 5.5 - (a) zona de transição da parede entre a cave e o rés-do-chão; (b) zona de transição da parede entre o rés-do-chão e o 1º andar.	57
Fig. 5.6 – (a) pormenor da abertura feita numa parede resistente; (b) parede do apêndice traseiro, constituído em tijolos de argamassa.	58
Fig. 5.7 - (a) vigamento, viga principal e parede secundária de alvenaria; (b) zona de entrega do vigamento.	58
Fig. 5.8 – Pormenor da entrega do vigamento, com a camisa de chapa.	59
Fig. 5.9 - (a) primeiro lanço de escadas; (b) início do segundo lanço de escadas.	59
Fig. 5.10 - (a) fissuras na fachada principal; (b) fissuras na fachada Oeste.	62
Fig. 5.11 – Fissuras na parede meia da cave.	63
Fig. 5.12 - (a) fenda na VP0 junto ao apoio; (b) deformação da VP0.	65
Fig. 5.13 – (a) deformação na VP0; (b) fendas a meio vão da VPO e ataque de caruncho.	66
Fig. 5.14 - Caminho de térmitas.	66
Fig. 5.15 – (a) degradação de entrega de vigamento; (b) degradação devido à passagem de condutas de água.	66
Fig. 5.16 - Deformação do pavimento do 1º piso, zona do hall das escadas.	67
Fig. 5.17 - Execução de ensaio com Registograph por técnico especializado.	67
Fig. 5.18 - Descolamentos verificados em vários compartimentos do 1º andar: (a) quarto A; (b) sala de jantar.	67
Fig. 5.19 - Descolamentos verificados em vários compartimentos do 1º andar: quarto B.	68
Fig. 5.20 - (a) desnível da padieira da porta de acesso aos arrecadação; (b) destacamento do reboco na zona de contacto da escada de acesso ao 1º piso com a parede de compartimentação na arrecadação; (c) destacamento do reboco na por cima da porta de acesso ao 1º andar; (d) fissuração da parede de compartimentação da cozinha; (e) fissuração vertical na ligação da parede de compartimentação à resistente.	69
Fig. 5.21 - Modelo de cálculo para as alvenarias.	71
Fig. 5.22 - Apêndice traseiro onde se situam os W.C.	72
Fig. 5.23 - Modelo de cálculo do pavimento.	73
Fig. 5.24 - Mapa de tensões verticais - Caso I - [MPa].	79

Fig. 5.25 - Mapa de tensões verticais - Caso II - [MPa].	80
Fig. 5.26 - Caminho das tensões principais - Caso I - [MPa].	81
Fig. 5.27 - Caminho das tensões principais - Caso II - [MPa].	82
Fig. 5.28 - Mapa de deformações verticais - Caso I - [m].	83
Fig. 5.29 - Mapa de deformações verticais - Caso II - [m].	84
Fig. 5.30 - Forças verticais - Caso I - [kN].	85
Fig. 5.31 - Mapa de tensões verticais - Caso I - [MPa].	86
Fig. 5.32 - Mapa de tensões verticais - Caso II - [MPa].	87
Fig. 5.33 - Mapa de deformações verticais - Caso I - [m].	88
Fig. 5.34 - Mapa de deformações verticais - Caso II - [m].	89
Fig. 5.35 - Secção transversal da VP0 [m].	90
Fig. 5.36 - Elemento casca - eixos principais.	90
Fig. 5.37 - (a) forças internas; (b) momentos internos.	91
Fig. 5.38 - Factores redutores utilizados para a simulação do soalho.	91
Fig. 5.39 - Mapa de deformações verticais do pavimento do rés-do-chão, instantâneas [m].	93
Fig. 5.40 - Mapa de deformações verticais do pavimento do rés-do-chão, finais [m].	95
Fig. 5.41 - Mapa de deformações verticais do pavimento do 1º piso, instantâneas [m].	97
Fig. 5.42 - Mapa de deformações verticais do pavimento do 1º piso, finais [m].	98
Fig. 5.43 - Factores redutores utilizados para a simulação da parede de tabique.	99
Fig. 5.44 - Mapa de deformações verticais da parede de tabique [m].	100
Fig. 5.45 - Mapa de tensões verticais na parede de tabique [kPa].	100
Fig. 5.46 - Mapa do caminho das tensões principais [kPa].	101
Fig. 6.1 - Injecção de caldas de cimento nos solos de fundação. [2]	107
Fig. 6.2 - Injecção de resinas hidroactivas nos solos de fundação. [2]	108
Fig. 6.3 - Pórtico metálico (Azul).	112
Fig. 6.4 - Substituição de troços de elementos estruturais de madeira por próteses com elementos de ligação. [2].	113
Fig. 6.5 - Substituição de troços de elementos estruturais de madeira por próteses com utilização de peças de reforço. [2]	114
Fig. 6.6 - Reparação de asnas através da colocação de próteses. [1].	116
Fig. 6.7 - Reforço de elementos estruturais com peças de aço. [2]	116
Fig. 6.8 - Estrutura de suporte da escada, em estado precário de segurança.	118

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 3.1 - Classificação das paredes dos edifícios antigos, segundo a função e o fim a que se destinam.	20
Quadro 5.1 – Cargas dos permanentes dos pavimentos [kN/m ²].....	75
Quadro 5.2 – Cargas dos permanentes da cobertura [kN/m ²].....	76
Quadro 5.3 - Sobrecargas regulamentares.	76
Quadro 5.4 - Cálculo de valores da tensão vertical.....	85
Quadro 5.5 - Controlo de deformação.	92

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráf. 5.1 - Ensaio 1 - E1.....	64
Gráf. 5.2 - Ensaio - E4.....	64
Gráf. 5.3 - Ensaio 7 - E7.....	65

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

γ_G – coeficiente parcial de segurança das cargas permanentes (1, 35)

γ_Q – coeficiente parcial de segurança das cargas variáveis (1,5□)

γ_{M0} – coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais

σ – tensão vertical

δ – deslocamento vertical

A – área da secção transversal

E - módulo de elasticidade

e – espessura

E_d – valor de cálculo do efeito das acções

E_{solo} – modo de deformabilidade do solo

f_y – valor nominal da tensão de cedência

G_k – valor das cargas permanentes

I_x – momento de inércia em x

IC – Instituto da construção

l_x – vão

LESE – Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural

$M_{c,Rd}$ – valor de cálculo do momento resistente

$M_{pl,Rd}$ – valor de cálculo do momento plástico resistente

M_{Rd} - o valor de cálculo do momento resistente

$N_{c,Rd}$ – valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão de uma secção transversal

NCREP – Núcleo de Conservação e Reabilitação de Edifícios e Património

p - carregamento

Q_k – valor das sobrecargas

R_d – valor de cálculo da resistência correspondente

RRVS – Rota do Românico do Vale do Sousa

SPT – standard Penetration Test

VP0 – viga principal do rés-do-chão, piso 0

$W_{pl,Rd}$ – módulo de flexão plástico de uma secção transversal

EC - Eurocódigo

ICOMOS – Comité Científico Internacional para a Análise e Restauro de Estruturas do Património

Arquitectónico

FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

DEC - Departamento de Engenharia Civil

1.

INTRODUÇÃO

1.1. IMPORTÂNCIA DA REABILITAÇÃO

O estudo de edifícios antigos apresenta um interesse crescente, dada a evidente importância que tem vindo a ser atribuída à reabilitação/conservação do património construído, particularmente na requalificação dos centros urbanos antigos que é mais geral do que a simples visão conservacionista de monumentos e edifícios públicos de grande importância.

Admite-se hoje em dia que o património engloba, não só edifícios monumentais, mas também edifícios (habitação, industriais e comerciais) que ajudam a compreender a forma como o Homem ao longo do tempo se organizou, viveu e trabalhou, e como as cidades evoluíram. Este tipo de edifícios ajudam a perceber de forma mais precisa a evolução do Homem, pois os monumentos retratam particularmente expressões individuais de eventos singulares de uma determinada época [1].

Tendo em consideração o período de estagnação em que o sector da construção civil se encontra ao nível da construção de novos edifícios, sente-se a necessidade de investir na reabilitação do património já edificado. Esta necessidade prende-se, não só com a preservação estrutural do edificado, mas também com o próprio uso dos edifícios. É fácil de perceber que construções mais antigas não apresentam o mesmo desempenho/comportamento das novas, tanto ao nível estrutural como do conforto. Por isso, há a necessidade de intervir para colmatar a lacuna existente entre o novo e o velho.

Para além do referido no parágrafo anterior, há que ter em consideração o património português, nomeadamente as edificações características da cultura portuguesa. É assim que se vê mais uma vez a utilidade do investimento na reabilitação, pois a perda de certos edifícios característicos é privar gerações futuras de parte da identidade portuguesa.

É notório que cada vez mais se ouvem relatos de edifícios antigos com problemas estruturais e muitos mais de edificações que ruíram. Estas fragilidades devem-se não só à idade do edifício, mas também ao seu deficiente estado de conservação. Em relação ao primeiro factor o Homem nada pode fazer, visto que não há nada que possa evitar a evolução natural do tempo. Só para ter um termo de comparação, as novas edificações que vão surgindo nos tempos de hoje (maioritariamente em betão armado) são projectadas com um tempo de vida útil de 50 anos, tempo este que já foi ultrapassado por muitos dos edifícios que consideramos de interesse e ainda perduram nos tempos de hoje [1]. Quanto ao estado da conservação, o Homem passa a ser o factor condicionante, pois muitas vezes o abandono e a falta de manutenção são a causa da ruína de muitos dos edifícios.

Para além do valor histórico dos edifícios, há a necessidade de atender à segurança dos seus utilizadores e da restante população. Assim sendo, em primeira instância num processo de reabilitação, deve surgir a preocupação na segurança estrutural do edifício, isto é, apesar de todo o valor histórico que

este possa ter devem ser sempre tomadas medidas que viabilizem a confiança na estabilidade estrutural do edifício, pois a responsabilidade civil é um valor imputável a todos. É assim nestas premissas que emerge a importância cada vez maior da reabilitação do património edificado.

1.2. OBJECTIVOS

O objectivo principal deste trabalho prende-se com o estudo de um edifício antigo com estrutura portante vertical em alvenaria de pedra e estrutura horizontal (pavimentos e tectos) em estrutura de madeira. Pretende-se com este estudo efectuar uma avaliação global do estado do edifício, realizando-se para o efeito o levantamento de uma estrutura de alvenaria de pedra (da geometria, dos materiais, das características mecânicas, dos danos...), efectuar um diagnóstico que permita determinar a causa dos danos e por último propor medidas de intervenção.

Este trabalho terá como caso de estudo um edifício situado na cidade do Porto, mais precisamente na freguesia de Cedofeita. Trata-se de um edifício com construção do início do século XX no qual a sua fachada principal foi considerada de interesse municipal.

Numa primeira fase será feito o levantamento e diagnóstico do estado do edifício, através de visitas ao local e ensaios realizados. Após a conclusão do levantamento e da verificação das condições em que este se encontra, serão determinadas as diversas causas que possam ter originado os problemas que este apresenta, e posteriormente serão apresentadas medidas que possam colmatar as deficiências existentes.

1.3. ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

O seguinte trabalho será organizado em sete capítulos, tendo cada um, um papel preponderante na compreensão do seu processo de redacção.

Após o primeiro capítulo, onde é feita uma breve referência à importância da reabilitação, surgem três capítulos preliminares onde é feito um enquadramento do tema reabilitação a nível internacional e nacional, uma caracterização das diversas partes constituintes de um edifício e a enumeração das diferentes anomalias que podem surgir.

Concluído o enquadramento do tema, base deste trabalho, e exposição de todas as noções necessárias para a sua compreensão, é apresentada uma descrição do caso de estudo no capítulo cinco. Neste serão referidas todas as informações relevantes sobre o edifício estudado, nomeadamente o seu passado, a sua localização, estado de conservação e as causas que possam ter originado os danos levantados, recorrendo a ferramentas que se verifiquem uma mais-valia para esta compreensão.

Para colmatar o caso de estudo, no capítulo seis serão apresentadas algumas medidas mitigadoras a aplicar no edifício, com base em hipóteses consideradas, na finalidade de possibilitar a sua durabilidade e fortalecer o seu estado de conservação.

No final do trabalho, serão apresentadas as conclusões chegadas durante todo o processo de aprendizagem e análise, sendo por fim aconselhados desenvolvimentos futuros no âmbito da temática Reabilitação.

2. REABILITAÇÃO

2.1. PRINCÍPIOS E HISTÓRIA DA REABILITAÇÃO

2.1.1. ORIGEM DA REABILITAÇÃO

A noção de património histórico e a necessidade da sua conservação foram desvalorizados ao longo de séculos, sendo só recentemente dado o devido valor a estes conceitos. Excepto em casos pontuais de algumas culturas ou através de personalidades mais preocupadas com esta temática, a maioria das sociedades queria impor/deixar marcas da sua cultura e época, em detrimento do respeito pelo passado e da preservação do legado deixado por culturas anteriores. Um exemplo deste desrespeito, consiste em igrejas construídas por cima de fundações de outras igrejas de épocas anteriores, uma atitude que poderá ter tido as devidas justificações, indo porém ao encontro à actual noção de património. Um outro exemplo ainda mais marcante desta clara discrepância de conceito de reabilitação, antigo vs actualidade, são as alterações que certas igrejas antigas têm vindo a sofrer ao longo dos séculos, devido a mudanças políticas ou religiosas. Um caso bem marcante desta adaptação do velho às novas tendências, prende-se com a difusão/imposição do Cristianismo em Portugal, onde houve a necessidade de ajustar edifícios às exigências da nova religião, destacando-se o caso da Mesquita de Mértola, hoje Igreja Matriz (Fig. 2.1). Este monumento consiste numa obra de meados do século XII construída pelos árabes durante a sua ocupação da Península Ibérica. Devido ao mau estado em que esta se encontrava após a conquista cristã aos mouros, foi alvo de vários trabalhos de reparação e adaptação. A reabilitação impunha-se assim, apenas na necessidade de reparar o que deixara de exercer as funções para o qual foi concebido [2].



Fig. 2.1 – Interior da Igreja Matriz de Mértola [2].

As práticas de reabilitação e conservação apenas surgem de forma sistemática por volta do século XIX, inicialmente estas actividades aparecem no contexto do restauro de monumentos e edifícios históricos, grande parte deles destruídos pelas guerras. O arquitecto francês Eugène Viollet-le-Duc é considerado um dos primeiros teóricos da preservação do património histórico, tendo realizado várias obras de restauro, essencialmente em catedrais e castelos medievais [3].

No entanto, Viollet-le-Duc estava ainda longe dos actuais conceitos de preservação de património, de facto, este era criticado por outros, por se basear numa filosofia revivalista de construção, em que a restauro de um edifício poderia resultar em algo que poderia nunca ter existido. Viollet-le-Duc defendia que era necessária a destruição de todos os acrescentos de épocas anteriores de modo a restituir cientificamente o original [2]. Um crítico de arte, John Ruskin, um dos maiores opositores de Viollet-le-Duc, contrapunha, afirmando que essa atitude era uma “...destruição de vestígios históricos, acompanhada de uma falsa descrição desses vestígios” [3].

A discussão sobre estas duas filosofias foi continuada por outros pensadores, que variavam entre a reabilitação defendida por Ruskin (atitude passiva da reabilitação) e a reconstrução de Viollet-le-Duc. As bases para as noções actuais surgiram com as teorias de restauro italianas dos finais do século XIX e inícios do século XX, personificada pelo arquitecto Camillo Boito. Este defendia que as intervenções deveriam ser a um nível intermédio, entre as duas tendências [3]. Porém, Cesare Brandi é o pai das teóricas de reabilitação tais como hoje se aplicam nomeadamente na diferenciação entre o original e a intervenção executada num edifício.

2.1.1.1. Carta de Atenas e Veneza

As primeiras directivas internacionais referentes à reabilitação surgem em 1931 após o 1º Congresso Internacional de Arquitectos e Técnicos de Monumentos Históricos, realizado em Atenas, cujas elações ficaram registadas num documento que ficou conhecido como Carta de Atenas. As conclusões que daqui surgiram demonstravam a importância do património histórico e a necessidade da sua preservação. Indicava a necessidade de se criarem instrumentos e directivas adequadas para este efeito.

Neste mesmo documento é referido que no caso da necessidade de restauro, na ocorrência de destruição, aconselhava-se “...que se respeite a obra histórica e artística do passado, sem prejudicar o estilo de nenhuma época.”, e que “...se mantenha uma utilização dos monumentos, que assegure a continuidade de sua vida, destinando-os sempre a finalidades que o seu carácter histórico ou artístico.”. Neste mesmo artigo era ainda referida a aprovação do emprego de novos materiais “...Eles aprovaram o emprego adequado de todos os recursos da técnica moderna e especialmente, do cimento armado” desde que “...esses meios de reforço devem ser dissimulados, salvo impossibilidade, a fim de não alterar o aspecto e o carácter do edifício a ser restaurado Recomendavam os técnicos esses procedimentos especialmente nos casos em que permitam evitar os riscos de desagregação dos elementos a serem conservados.” [4].

Na segunda edição deste mesmo congresso, realizado em Veneza no ano de 1964, foi também publicado um documento designado por Carta de Veneza. Neste documento, a noção de património restrita até então, a monumentos de interesse histórico, presente na Carta de Atenas, é estendida ao “...espaço urbano ou rural que dá testemunho de uma civilização particular, de uma evolução significativa ou de um acontecimento histórico.”. Assim, este interesse na preservação “...Estende-se não só às grandes criações mas também às obras modestas, que tenham adquirido, com o tempo, um significado cultural.” [5].

Para além da extensão do conceito de património, a Carta de Veneza vem reforçar as directrizes recomendadas na Carta de Atenas, aconselhando que “...no plano das reconstituições conjecturais, todo o trabalho complementar reconhecido como indispensável por razões estéticas ou técnicas destacar-se-á da composição arquitectónica e deverá ostentar a marca do nosso tempo.” Aprova ainda o uso de técnicas modernas de conservação/construção para a consolidação de monumentos, com a ressalva de “...Quando as técnicas tradicionais se revelarem inadequadas, a consolidação do monumento pode ser assegurada com o emprego de todas as técnicas modernas de conservação e construção cuja eficácia tenha sido demonstrada por dados científicos e comprovada pela experiência.” [5].

Estas cartas tornaram-se, assim, fundamentais para a prática da reabilitação tal como se conhece nos dias de hoje, clarificando os principais princípios que deverão estar por detrás do conceito de reabilitação.

2.1.1.2. Carta de Cracóvia e recomendações da ICOMOS

Nos tempos que correm as questões levantadas sobre o tema reabilitação continuam a ser debatidas na comunidade científica, principalmente em conferências internacionais.

Devido à constante evolução da sociedade, o conceito de património histórico torna-se bastante complexo, podendo levar a diferentes interpretações em diferentes culturas. Este pensamento está bem patente na Carta de “Cracóvia 2000”, publicada após a conferência realizada em 2000 na cidade Polaca que deu o nome a este mesmo documento. Nesta Carta a responsabilidade pelo património é remetida para cada comunidade “...Cada comunidade, tendo em conta a sua memória colectiva e consciente do seu passado, é responsável, quer pela identificação, quer pela gestão do seu património”, “...cada comunidade desenvolve uma consciência e um conhecimento da necessidade de preservar os bens culturais construídos, pois eles são portadores dos seus próprios valores patrimoniais comuns.”, acrescenta ainda que este processo não deve ser “... objecto de uma definição redutora. Apenas se pode indicar o modo segundo o qual pode ser identificado” [6].

Em relação às técnicas de conservação, a Carta de “Cracóvia 2000” faz ainda algumas referências, afirmando que o tipo de intervenção seleccionada deve estar de acordo com “... a função original e assegurar a compatibilidade com os materiais, as estruturas e os valores arquitectónicos existentes”. E que todos os materiais/tecnologias aplicados no processo de restauro devem ser rigorosamente testados [6].

Um outro exemplo de directrizes sobre a reabilitação, nomeadamente no restauro de estruturas, são as recomendações emitidas pelo ICOMOS – Comité Científico Internacional para a Análise e Restauro de Estruturas do Património Arquitectónico. Neste documento aparecem todas as recomendações referidas em documentos anteriores sobre o tema reabilitação. No entanto este acrescenta que “...O valor de cada construção histórica não está apenas na aparência de elementos isolados, mas também na integridade de todos os seus componentes como um produto único da tecnologia de construção específica do seu tempo e do seu local.”. Este critério evidencia o respeito pelas técnicas e materiais utilizados numa determinada construção, reprovando obras de reabilitação em que só se faça o aproveitamento das fachadas do edifício, desaproveitando deste modo o “miolo” da construção [7].

Neste mesmo documento há uma alusão às questões relacionadas com a segurança, onde é referido que os regulamentos actuais para o dimensionamento de estruturas não são apropriados para estruturas de carácter histórico, “... em que as exigências para aumentar a resistência podem conduzir à perda de elementos estruturais ou a alterações na concepção original de estrutura.”. Sente-se por isso a

necessidade de optar por uma abordagem mais flexível, para deste modo preservar o princípio da intervenção mínima, relacionando as medidas de intervenção com o comportamento estrutural [7].

O Comité faz ainda uma referência em relação às técnicas de restauro “...A escolha entre técnicas “tradicionais” e “inovadoras” “...deve ser decidida caso a caso...”, havendo a preferência por aquelas que se tornarem menos “...invasivas e mais compatíveis com o valor patrimonial”. Porém todas as medidas adoptadas, sempre que possível, deverão ser “reversíveis” para que possam ser substituídas por técnicas mais adequadas. Quando esta reversibilidade não é assegurada na totalidade, as intervenções passadas não devem comprometer as intervenções futuras. É afirmado ainda que a remoção ou alteração do original existente deve ser evitado, sempre que possível, dando sempre prioridade à reparação [7].

O documento redigido pelo ICOMOS refere que para além de desejável, torna-se necessário para o estabelecimento de metodologias de análise racionais e métodos de intervenção apropriados ao contexto cultural.

2.1.2. REABILITAÇÃO ESTRUTURAL [8], [9]

O conceito de reabilitação de uma edificação aparece, inevitavelmente, ligado ao conceito de utilidade do mesmo. Pegando na abordagem mais simplista e corrente, segundo o Comité 116 (*Terminology and Notation*) e 364 (*Rehabilitation*), ambos do *American Concrete Institute* (ACI), a reabilitação consiste na “reparação ou modificação de uma estrutura, de modo a obter um determinado estado de utilidade”. Porém, quando se trata de edificações com valor histórico, a definição ganha uma dimensão de salvaguarda. Assim, segundo o *Secretary of Interior’s Standards for Rehabilitation*, ou o *California Historical Building Code*, dos Estados Unidos, a reabilitação é o “...acto ou processo de possibilitar num uso eficiente e compatível de uma propriedade, edifício ou estrutura, através de reparações, alterações e acrescentos, preservando, ao mesmo tempo, as partes ou características que traduzem o seu valor histórico, cultural e arquitectónico”.

A intervenção de reabilitação de edifícios ocorre, essencialmente, a três níveis:

- Desempenho do envelope ou invólucro exterior (fachadas e cobertura);
- Condições de habitabilidade e conforto (podendo abranger as instalações e sistemas);
- Comportamento Estrutural.

O primeiro nível diz, sobretudo, respeito à estética do edifício, podendo porém repercutir-se no segundo nível.

O segundo nível incide no bem-estar dos utilizadores de um dado edifício, seja ele de habitação ou de outro tipo de uso.

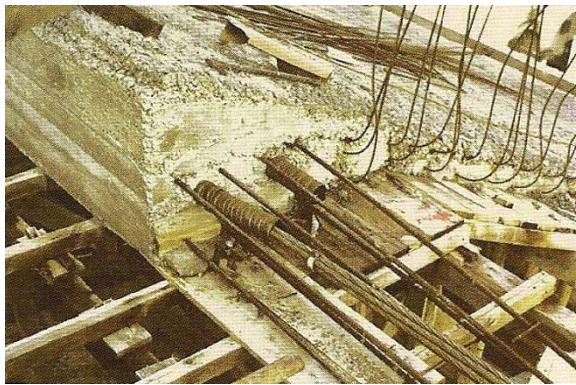
Por último, o terceiro nível diz respeito à segurança dos utilizadores e bens, assumindo particular relevância quando se está perante construções localizadas em zonas onde acção sísmica é relevante. Facilmente se percebe que, de todos os níveis, este deveria merecer maior atenção e preocupação. No entanto as intervenções inerentes a este nível são à partida erradamente consideradas caras, e aparentemente não se traduzem em benefícios imediatos. Pois intervenções nesta vertente (segurança estrutural), interrompem ou perturbam a normal utilização dos edifícios.

2.1.3. REABILITAÇÃO E AUTENTICIDADE [2]

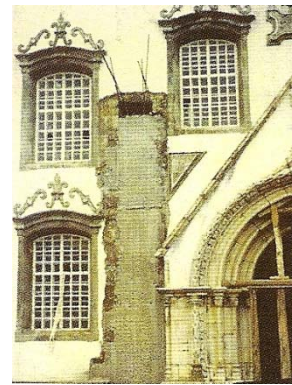
A noção de reabilitação deve ser relacionada com o conceito de autenticidade, que se define como a qualidade de ser autêntico. Numa construção, está relacionado não só com a forma (arquitetura), como também com a função para o qual foi concebida, a utilização que teve e, também, com os materiais e a estrutura [10]. Em reabilitação o novo uso de um edifício deve adoptar-se ao edifício existente.

Na actuação sobre centros históricos, um dos problemas que mais se discute em termos de autenticidade é o fachadismo. Esta prática surge no século XVIII, com a preocupação de “embelezar” as cidades.

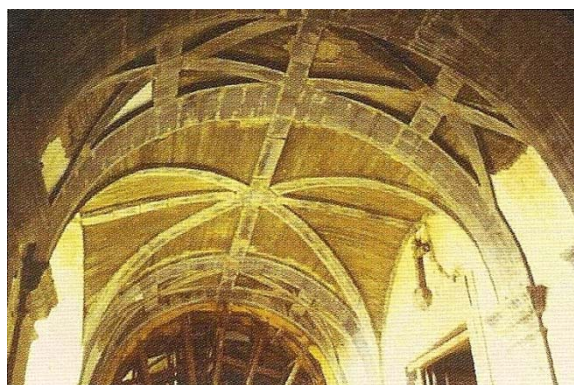
O fachadismo emergiu fortemente no período pós Segunda Guerra Mundial, traduzindo uma transposição para a Europa do *american way of life*. Com esta ideologia pretendia-se aproveitar apenas as fachadas dos edifícios, e o interior dos mesmos era reconstruído com recurso aos novos materiais, nomeadamente o aço e o betão. O argumento mais utilizado para este atentado à autenticidade era, as exigências funcionais. No entanto, nos dias de hoje deveria haver a sensibilidade por parte de quem executa/planeia o processo de reabilitação de não descuidar a identidade do edifício, quer isto dizer, evitando ao máximo a utilização de técnicas de intrusivas que façam com que se percam identidades características de determinadas construções.



(a)



(b)



(c)

Fig. 2.2 – (a) substituição de componentes de madeira e de alvenaria por betão armado; (b) excerto de elemento de betão armado em alvenaria; (c) substituição de elementos de alvenaria por betão armado [8].

Na (Fig. 2.2) é possível visualizar alguns exemplos da perda de autenticidade, do ponto de vista da estrutura e dos materiais utilizados. Com a introdução de elementos de betão armado há uma completa perda de técnicas antigas de construção, considerando-se, no entanto, que uma consequência ainda mais gravosa da introdução deste material, é a alteração do comportamento estrutural do edifício. Esta alteração prende-se com a discrepância de rigidez entre materiais, no caso da (Fig. 2.2 (b)) a introdução de um pilar de betão armado onde existira alvenaria vai condicionar o comportamento da parede. No entanto este “atentado” contra os edifícios tem prevalecido, ainda sendo visíveis muitas destas situações, tal como a que se apresenta na (Fig. 2.3), onde a prática de reabilitação utilizada foi o fachadismo.



Fig. 2.3 - Intervenção nos edifícios circundantes à praça Carlos Alberto, Porto 2007 [18].

2.1.4. SUSTENTABILIDADE DA REABILITAÇÃO [8]

A reabilitação para além de uma actividade “amiga do ambiente”, também pode ser executada no cumprimento dos critérios de sustentabilidade ambiental.

A publicação *Green Building Guidelines* [11] contém uma série directrizes que visam promover a sustentabilidade ambiental ao nível dos projectos de execução das intervenções de reabilitação em edifícios. Estas orientações abrangem cinco importantes questões: localização e envolvente; eficiência energética; economia de materiais e recursos; melhoria da qualidade do ambiente interior; preservação e economia de água.

Em termos de obra a reabilitação (com a manutenção do “miolo estrutural” do edifício), esta traduz-se muitas vezes numa redução de custos, nomeadamente pela redução de área de estaleiro, pela menor ocupação da via pública, pela não necessidade de montagem de grua, pela menor quantidade de entulhos a transportar para vazadouro, etc. Estes custos são particularmente importantes nos centros de grandes áreas urbanas.

2.2. PANORAMA PORTUGUÊS

A reabilitação em Portugal tem sido descurada, apesar de começarem a surgir sinais que contradizem esta afirmação. Porém, mesmo com a aparição destes sinais de mudança, Portugal ainda está longe do panorama europeu, conclusão que facilmente se pode tirar quando se analisam os últimos dados estatísticos sobre a construção no país e na Europa.

Após a entrada de Portugal na União Europeia, o crescimento do sector da construção acentuou-se, devido substancialmente à necessidade de novos empreendimentos nas várias áreas da construção civil. O facto da construção em Portugal basear-se, em grande parte, na construção de edifícios habitacionais e obras de engenharia de rede viária, devido à necessidade que Portugal sentia para acompanhar o resto da Europa. Este panorama foi-se alterando à medida que as infra-estruturas iam sendo construídas e as necessidades de habitação iam sendo colmatadas, a par de uma crise que envolveu, não só o sector da construção, como toda a economia a nível nacional e internacional.

Em 2003, a reabilitação de edifícios representava apenas 6% da produção total no sector da construção [12]. Este valor não tinha vindo a sofrer grandes alterações ao longo de anos, e colocava Portugal como o país que menos reabilitava e mais promovia a construção de novos edifícios (Fig. 2.4). Este valor pode não ser representativo da realidade, pois só são contabilizadas as obras licenciadas, levando a crer que grande parte das obras de reabilitação são realizadas sem qualquer licenciamento, podendo o valor verificado – 6% – ser maior.

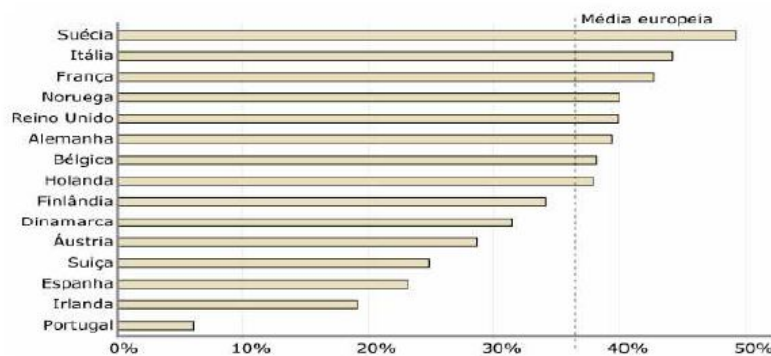


Fig. 2.4 – Peso das obras reabilitação na produtividade total da construção em 2002 [12].

Em 2005 (Fig. 2.5), dados do *Euroconstruct*, apontam para uma subida do peso da reabilitação de edifícios, na construção portuguesa – 23% - representando uma nova tendência no mercado nacional da construção, continuando no entanto, Portugal ainda muito abaixo da média europeia. Esta subida pode ser originada por um crescimento das obras de reabilitação, ou a inclusão de obras que anteriormente não teriam sido contabilizadas, ou seja, obras não licenciadas.

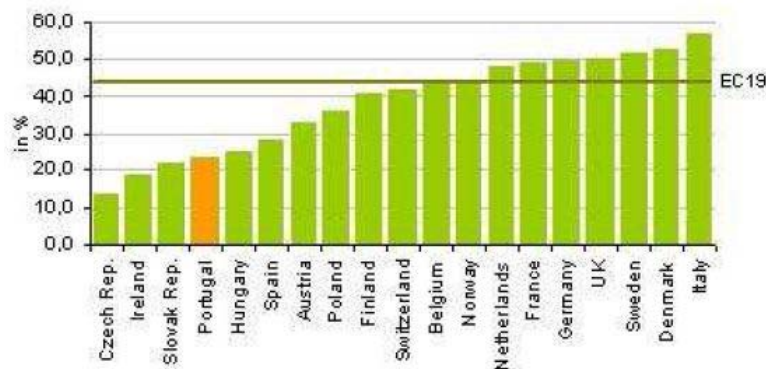


Fig. 2.5 – Peso das obras reabilitação na produtividade total da construção em 2005 [13].

O baixo peso da reabilitação no mercado da construção pode ser explicado, pelo início tardio da sua prática em Portugal, apesar de o conceito de reabilitação de monumentos e património classificado existir há muitos anos [14]. Embora tenha surgido na Europa por volta dos anos 60, materializado pela Carta de Veneza em 1964, o conceito mais vasto de reabilitação só se começou a discutir em Portugal por volta dos anos 80. O primeiro encontro sobre conservação e reabilitação (ENCORE), organizado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), foi realizado apenas em 1985. A falta de formação de técnicos contribui igualmente para esta situação, apenas surgindo nos últimos anos uma crescente aposta nesta área por parte de algumas universidades e instituições. Aliando todos estes factores, a um mercado direccionado para a nova construção leva a que a prática da reabilitação em Portugal seja reduzida [15].

No entanto, nos últimos tempos, tem-se desenvolvido esforços no sentido de contrariar esta situação quer pela saturação do mercado em termos de construção nova, quer pela nova dinâmica de requalificação dos centros das cidades, que pretende devolver os habitantes aos centros das cidades. A realização de encontros sobre esta temática, destacando-se os Seminários Património 2002, Património 2005 e Património 2010, assim como os Patorreb – Encontro sobre Patologias e Reabilitação de Edifícios, cuja 3ª edição teve lugar em 2009 na FEUP, ou aposta na formação de técnicos através de cursos leccionados em algumas instituições no país, constituem alguns exemplos da tentativa de colmatar a lacuna existente sobre o conceito de reabilitação na construção civil.

3.

EDIFÍCIOS ANTIGOS

3.1. EDIFÍCIO ANTIGO [1], [16]

Um edifício é uma construção com a finalidade de dar abrigo às actividades do ser humano. Cada tipo de edifício é caracterizado quanto ao tipo de uso, sendo então classificados como habitacional, cultural, de serviços e industrial. [17]

No âmbito deste trabalho são considerados edifícios antigos (Fig. 3.1) todos aqueles que foram construídos antes da massificação da utilização do betão armado nos edifícios. Incluem-se assim, todas as construções realizadas até aos anos 70 do século XX. Admite-se que a partir desta data quase desaparece o recurso às tecnologias tradicionais de execução das estruturas dos edifícios, regista-se também uma alteração profunda na tipologia construtiva e na dimensão dos edifícios projectados e construídos.

Salienta-se o facto que os edifícios antigos têm, qualquer que seja a sua idade, a função para o qual foram construídos cumprida. Tomando como medida de comparação, as regras de dimensionamento de edifícios habitacionais, apontam que este terá que cumprir uma vida útil de 50 anos [17], tempo este já ultrapassado por muitos dos edifícios considerados antigos.

A idade destas construções indica que têm em comum o recurso a materiais e técnicas que não evoluíram de forma significativa durante séculos, pois estes (técnicas de construção e materiais) só viriam a evoluir significativamente com a própria engenharia dos materiais e das estruturas, marcadas pelo desenvolvimento das tecnologias do ferro e do aço (século XIX) e do betão armado e pré-esforçado (século XX).

Assim, constata-se que ao longo dos séculos permanecem padrões comuns na construção de edifícios, centrados no uso de um pequeno número de materiais predominantemente naturais e pouco transformados.

O edifício do ponto de vista da sua construção é tradicionalmente visto como um sistema de associação das diversas partes, cuja cooperação, entre estas, é essencial para o seu adequado funcionamento. Nas novas construções que vão surgindo nos tempos de hoje é fácil perceber e distinguir os vários elementos constituintes de um edifício: fundações (infraestrutura), super-estrutura e cobertura. Porém, este trabalho não incide no estudo de um edifício actual, mas sim no estudo de uma construção antiga em alvenaria de pedra, havendo, por isso, diferenças face às novas construções em betão armado. Salientam-se então, os elementos construtivos de uma estrutura em alvenaria de pedra: fundações, paredes resistentes, pavimentos e coberturas. Realça-se ainda, que este tipo de edifícios, tal como os de betão armado, só há um funcionamento correcto do “corpo” quando os elementos estruturais acima enumerados “trabalham em conjunto”, pois a partir do instante que um deles começa a ter um comportamento deficiente, há a repercussão nos restantes elementos. Um exemplo do mau funcionamento de

um dos elementos deste tipo de edifícios, são os problemas nas coberturas de madeira (regra geral sujeitas a acções atmosféricas adversas), onde se observa por diversas vezes a degradação ou rotura de elementos estruturais constituintes da cobertura (asnas). Estes problemas originam, por vezes, o aparecimento de fissuras nas paredes de alvenaria ou outros danos, por introdução de esforços horizontais no das paredes.

Estes tipos de estruturas, edifícios antigos, são bastante resistentes por sinal, pois existem provas “vivas” da sua perenidade ao longo de séculos. Porém, podem tornar-se em estruturas bastantes sensíveis quando não sujeitas a operações regulares de manutenções. Certos materiais que fazem parte das suas estruturas (como a madeira), apesar de resistentes, poderão degradar-se facilmente se não tiverem acções de manutenção regulares.

Seguidamente será feita uma descrição dos vários elementos construtivos constituintes da estrutura de um edifício antigo (fundações, paredes resistentes, pavimentos, cobertura e paredes de compartimentação, onde serão abordadas as diversas tipologias construtivas, quanto à forma e materiais empregues.



Fig. 3.1 - Edifício antigo em alvenaria de pedra.

3.2. FUNDAÇÕES [1], [8]

Nos edifícios antigos, as fundações são maioritariamente de três géneros: directas (constituindo um simples prolongamento, até ao terreno, das próprias paredes resistentes com a mesma largura ou com ligeiro alargamento), semi-directas (constituídas por poços de alvenaria de pedra, rematados por arcos de alvenaria de pedra ou tijolo) e indirectas (constituídas por estacarias de madeira atravessando aterros e formações recentes, atingindo estratos profundos de solo resistente). A opção por caves não era prática corrente, porém o projecto destes edifícios adaptava-se à própria topografia dos terrenos,

nomeadamente em cidades marcadas pelo relevo característico, levando assim à construção destes pisos enterrados total ou parcialmente.

Em relação às fundações directas (caso geral das fundações de edifícios antigos na cidade do Porto) (Fig. 3.2), estas são substancialmente constituídas por sapatas isoladas (para pilares) ou contínuas (para paredes), executadas em alvenaria de pedra ou tijolo, com constituição que não se afasta muito do que se observa nas paredes resistentes. Porém em alguns casos são notórias algumas diferenças:

- Para uma determinada parede a respectiva fundação pode apresentar uma sobrelargura, relacionada com a própria função da fundação, como meio transmissor dos esforços ao terreno. Podendo, por vezes, este ser menos resistente aumentando, assim, a área de contacto fundação/solo;
- Para uma determinada parede, a fundação é executada com uma alvenaria mais “pobre”, devido ao facto desta ser a transição entre um elemento mais resistente (superestrutura) e um menos resistente (solo), situando-se, assim, num patamar intermédio de resistência mecânica.

A certeza destas hipóteses pode ser validada pela observação de casos reais, em que, por vezes, se verifica que a sobrelargura referida pode mesmo não existir, quando se está perante um solo de fundação muito resistente, como por exemplo um solo rochoso.

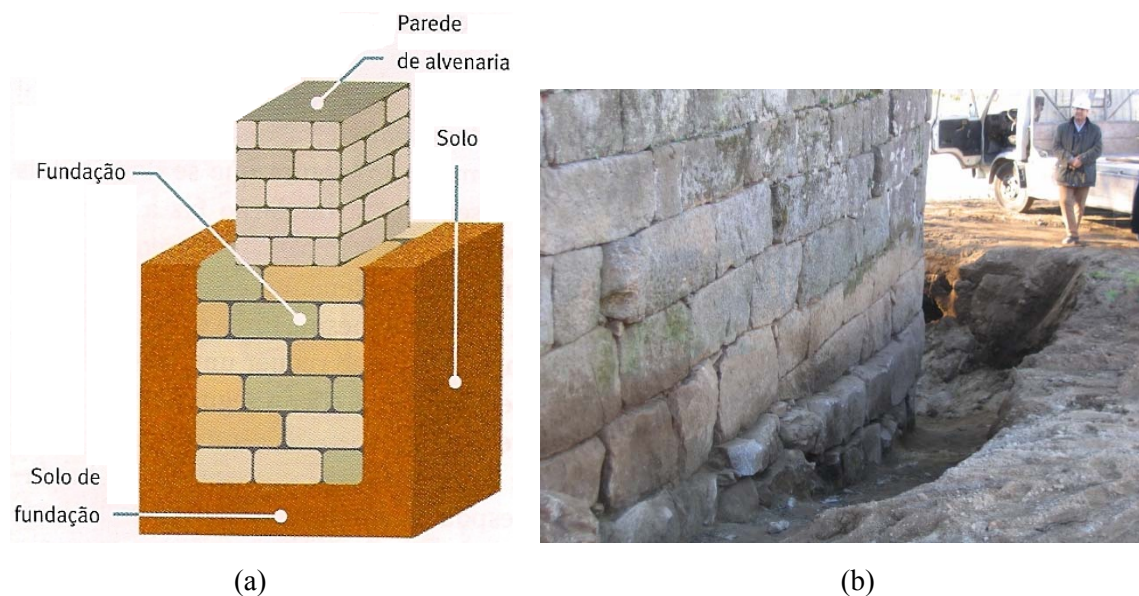


Fig. 3.2 - Fundação antiga indirecta: (a) representação esquemática [1]; (b) fundação da Igreja de S. Mamede (Vila Verde – RRVs) [18].

Por vezes o terreno à superfície não é o melhor para fundação de uma estrutura, surgindo, assim, a necessidade de recurso a fundações semi-indirectas. Neste tipo de fundação é necessário proceder à escavação de alguns metros até se encontrar “terreno firme” (remoção do solo impróprio para a fundação). Colocam-se assim, pelo menos três situações diferentes: a execução de caves que possibilitem a execução de fundações directas. Escavações de poços de 3 em 3 m (por exemplo) com 1 m de lado, até ao solo resistente, no topo destes, realizados em alvenaria de boa qualidade, executam-se arcos de onde nascem as paredes estruturais (Fig. 3.3). O recurso a este tipo de fundação é explicado pelo lado

económico da escavação, evitavam-se grandes volumes de escavação, mas também por razões técnicas, estabilidade dos poços escavados.

A solução em arco de alvenaria é facilmente explicada, pelo facto que neste tipo estrutura é utilizada pedra ou tijolo, materiais que têm um bom comportamento à compressão e precário a esforços de flexão/tracção. Então através do sistema estrutural em arco, é conseguida uma predominância das compressões face a esforços de flexão, assegurando-se, assim, a estabilidade da estrutura do pavimento que assenta nestes arcos.

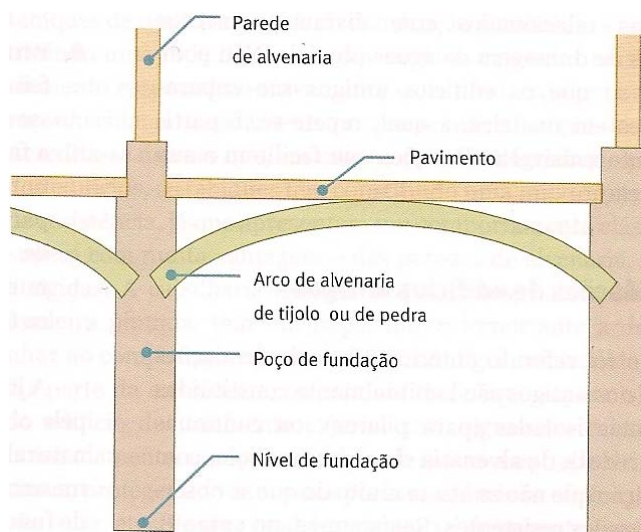


Fig. 3.3 - Fundação indirecta [1].

Em determinados casos havia ainda o recurso a uma terceira opção, cravação de estacas de madeira. Trata-se de uma solução com fortes limitações que provêm das exigências a que obriga, no que respeita à natureza do solo das camadas atravessadas pela estaca, antes de se atingir o firme. Uma outra limitação prende-se com a indisponibilidade de estacas de madeira de grandes dimensões, que por vezes se tornavam necessárias devido aos limites de resistência. A ocorrência de singularidades, como estratos rijos, blocos de pedra, etc, origina a destruição da ponta das estacas e da sua cabeça, por acção do próprio bate-estacas. Talvez pela ocorrência deste tipo situações, o uso de estacas de madeira esteja associado a zonas inundadas junto de rios ou lodos.

Devido à predominância de solos de origem granítica na cidade do Porto, o recurso a estacas de madeira foi muito pouco utilizado, optando-se por fundações directas ou em alguns casos semi-indirectas. No entanto há o registo de algumas zonas ribeirinhas onde foi utilizada a técnica de fundações indirectas através de estacas de madeira.

3.3. PAREDES RESISTENTES DE ALVENARIA DE PEDRA [1], [19], [20]

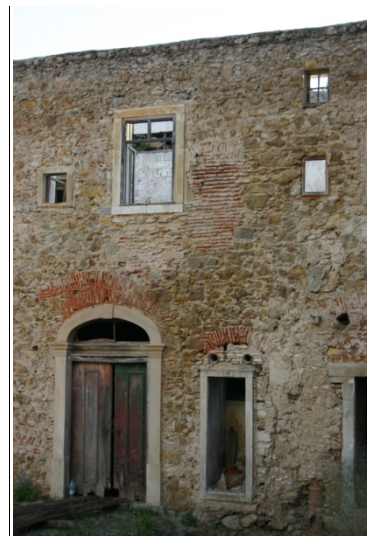
Nos edifícios antigos, bem como na construção actual, todas as paredes devem cumprir requisitos no que respeita à segurança estrutural. No entanto a designação de parede resistente não deve ser estendida a todo o tipo de paredes, pois só aquelas que desempenham um papel relevante na estrutura do edifício, no que respeita à resistência a cargas verticais e horizontais, é que devem ser consideradas paredes resistentes. Este tipo de paredes é correntemente designado de paredes-mestras.

Na constituição deste tipo de paredes em edifícios antigos, existem pontos comuns e factores de diferenciação. Como factor comum, apresentam na maioria dos casos grandes espessuras e uma constituição por materiais heterogéneos, de onde resultam elementos rígidos e pesados. Os materiais constituintes deste tipo de estrutura têm geralmente uma baixíssima resistência à tracção.

As diferenças nas alvenarias, muitas vezes de cariz regional ou local, prendem-se com a disponibilidade dos materiais. A elevada quantidade de material necessária para a construção, o baixo custo unitário do material tornava necessário diminuir os tempos de construção e custo de transporte. Questão que nos dias que correm é minimizada, mas que assumia um factor condicionante no início do século XX. Assim, a opção era por materiais existentes nas proximidades do edifício a construir, salvo raras excepções, como edifícios de grande valor, como catedrais ou mesmo habitações muito nobres, onde se procedia ao transporte de materiais de várias zonas do país.



(a)



(b)



(c)

Fig. 3.4 - Paredes de alvenaria de Pedra: (a) casa de Almendra - Fachada Posterior [21]; (b) convento da Trindade (Coimbra) [18]; (c) alvenaria em xisto (Vinhais) [18].

A grande espessura de algumas destas paredes justifica-se por um conjunto de razões, de ordem estrutural e mecânica. Os materiais constituintes destas estruturas, apresentam um fraco comportamento à tracção, e um bom comportamento à compressão. Devido a este facto, justificava-se a elevada largura das paredes como um efeito somatório na conjugação das acções actuantes (Fig. 3.5): uma parede larga torna-se numa estrutura pesada, a força gravítica daí resultante funciona como uma força estabilizadora das acções horizontais deslizantes e derrubadoras, devidas a impulsos de terras ou de outros elementos estruturais, como arcos e abóbadas, a choques acidentais, a ventos e sismos. Por outro lado, quanto mais larga for uma parede, menor é a sua esbelteza, ou seja, menor risco de instabilidade devido a fenómenos de encurvadura. É importante salientar que com o aumento da largura da parede, e consequente incremento do peso estabilizador, do ponto de vista da resistência dos materiais, significa que aumenta a capacidade da parede de suportar forças derrubantes, sem que corra o risco de se instalarem tensões de tracção na secção transversal da peça (há um alargamento do núcleo central da peça).

Para além das razões mencionadas no parágrafo anterior do ponto de vista estrutural e mecânico, é de salientar que paredes de grande espessura apresentam outro papel preponderante, nomeadamente as paredes exteriores. A estas é conferida a função de protecção do interior habitado do edifício em relação aos agentes atmosféricos como a acção do vento e da chuva.

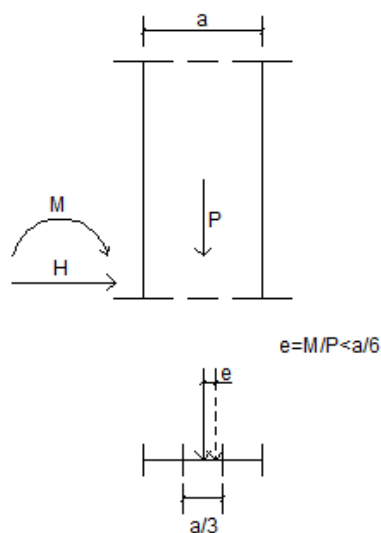


Fig. 3.5 - Modelo de comportamento estático de parede de alvenaria.

A elevada espessura das paredes representa um percurso bastante irregular e demoroso que a água terá de percorrer entre o meio exterior e interior do edifício (Fig. 3.6). O longo período de tempo que a água demora a percorrer os espaços vazios da parede, durante a época das chuvas, é suficiente para que se suceda o tempo seco, durante o qual a água infiltrada seguirá o percurso inverso, ocorrendo a secagem da parede. No entanto este ciclo não é perfeito, nomeadamente quando ocorrem Invernos prolongados e anormalmente chuvosos; o uso inerente ao edifício pode conduzir à infiltração definitiva de humidades, originando “salitres”, bolores e fungos [19].

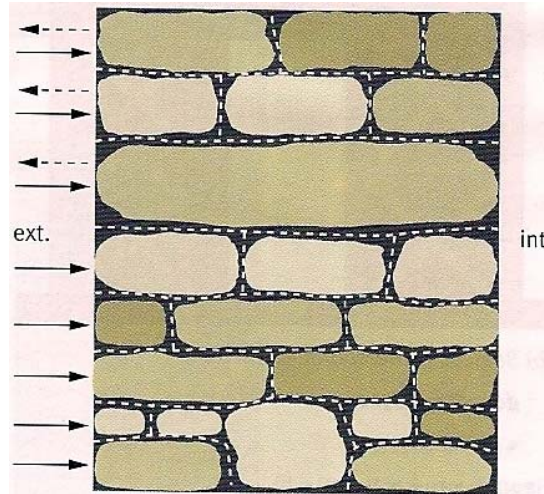


Fig. 3.6 - Modelo de comportamento da parede de alvenaria, em relação à humidade [1].

Como já foi referido anteriormente, as paredes de alvenaria de edifícios antigos, apresentam várias possibilidades de solução, em que a variável entre elas é essencialmente o material utilizado. A localização geográfica tem um peso preponderante na constituição da alvenaria. As zonas de Trás-os-Montes, Beiras e Douro Litoral ricas em granitos e xistos, originavam, por isso, construções graníticas. Enquanto na Região de Lisboa, certas zonas do Alentejo e Beira Litoral ricas em calcários, davam origem a alvenarias neste tipo de material.

Na cidade do Porto, as paredes de fachada e de tardoiz são geralmente de pano duplo, enquanto as paredes das empenas são de pano simples (Fig. 3.7). Estas últimas são geralmente justapostas e comuns ao edifício adjacente. A espessura de cada pano de parede ronda em média os 0,24 m, tanto para as paredes da empena com as da fachada. As paredes frontais totalizam assim uma espessura que ronda os 0,65 m, estando o espaço criado entre os dois panos preenchido com material de enchimento, geralmente pedra com uma mistura de cal e saibro [19].

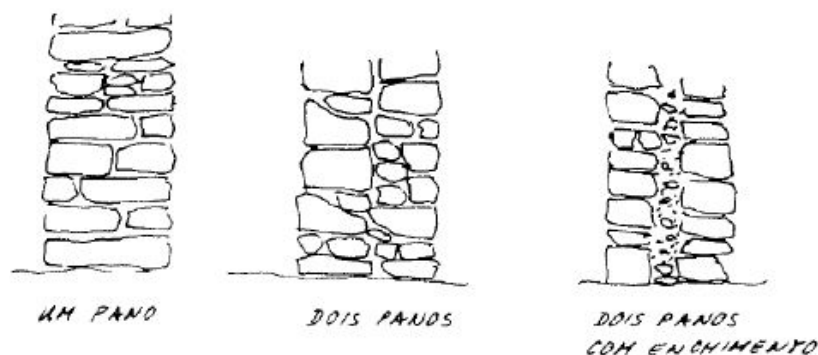


Fig. 3.7 - Esquemas construtivos de paredes de alvenaria simples ou de dois panos [22].

Como facilmente se percebe, à imagem das estruturas de betão armado também existem regras que devem ser cumpridas para a boa construção de uma alvenaria. O desfasamento entre juntas (matar juntas, na linguagem corrente), de modo a criar um imbricado que dificulte a progressão de uma fenda

é uma técnica bem conhecida e muito utilizada em todo o tipo de alvenarias (Fig. 3.8 (b)). A inexistência de travadouros, pedra que atravessa o pano da parede de uma face à outra, é a explicação de muitas anomalias nas alvenarias de pedra (Fig. 3.8 (a)).

No cruzamento de duas paredes ortogonais também devem ser utilizadas disposições construtivas, para otimizar o funcionamento estrutural. Através deste travamento entre paredes é assegurada assim, a resistência e a estabilidade do conjunto (Fig. 3.9).

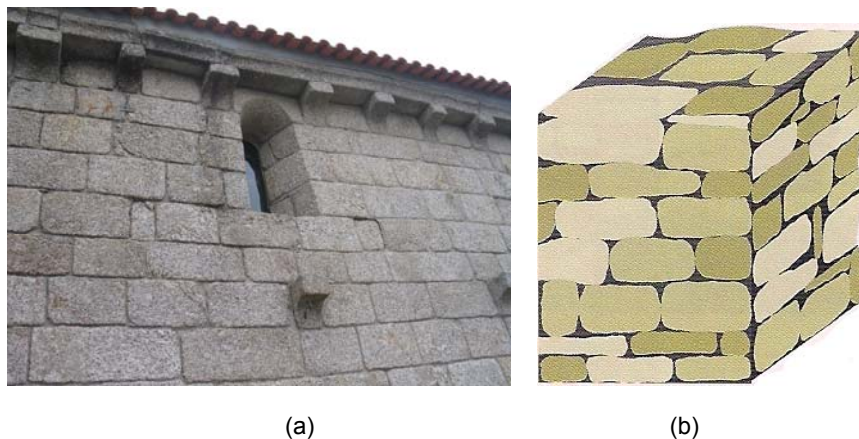


Fig. 3.8 - (a) blocos de pedra com travadouros [18]; (b) montagem de blocos, com junta desfasada [1].

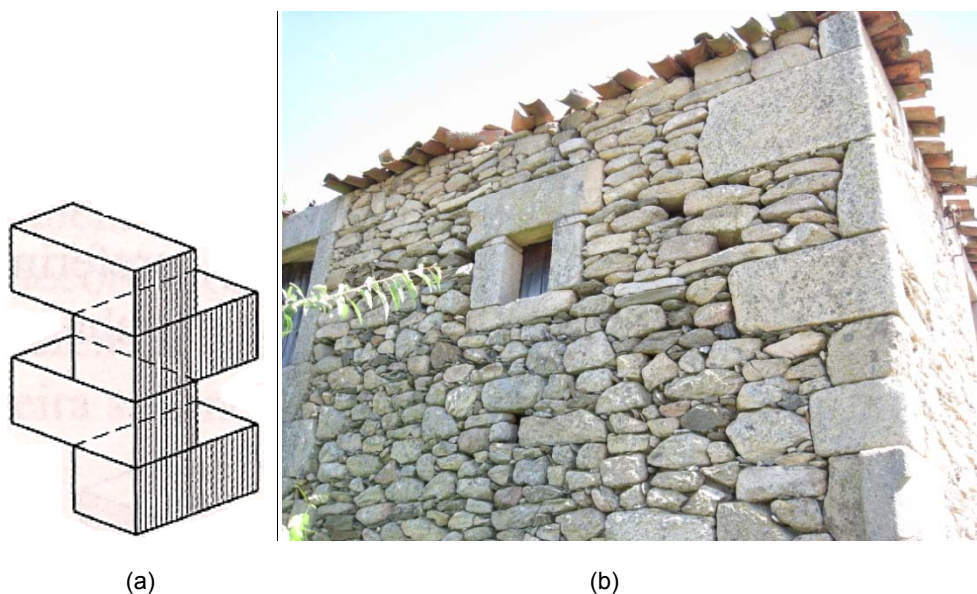


Fig. 3.9 - Travamento em cunhal: (a) representação esquemática [16]; (b) casa rural (Almendra) [18].

O “entalhe” dos elementos constituintes da alvenaria pode ser melhorada através da colocação de peças metálicas de ligação, que nas construções antigas eram em ferro forjado. Uma solução muito usual na construção de raiz ou na própria reabilitação estrutural, consiste na aplicação de tirantes metálicos ou ligadores metálicos, ancorados nas extremidades ao nível dos pisos e/ou da cobertura (Fig. 3.10). Este reforço estrutural tem um papel passivo, pois só são accionados quando ocorrem modifica-

ções do estado de equilíbrio nas paredes, por exemplo, movimentos devidos a assentamentos da estrutura.

A título de curiosidade no (Quadro 3.1) são apresentados alguns tipos de paredes bem como a respectiva função para as quais são construídas.



Fig. 3.10 - Tirantes ancorados para pregagem de paredes - medida de reforço após a construção (Quinta do Convento – Salzedas) [18].

Quadro 3.1 - Classificação das paredes dos edifícios antigos, segundo a função e o fim a que se destinam [19].

Designação	Função	Observações
PAREDES MESTRAS: -interiores; -de fachada (frente e tardo); -laterais (empena quando se prolonga até ao espigão do telhado).	Paredes resistentes, interiores ou exteriores. Quando são em pedra geralmente possuem grande espessura ao nível da base. A espessura normalmente diminui em altura	Nas construções correntes, as paredes de madeira com capacidade resistente que definem grandes divisões designam-se por FRONTAIS. Em pisos acrescentados, as paredes exteriores são por vezes executados por frontais
PAREDES DIVISÓRIAS ou de COMPARTIMENTAÇÃO	Dividem o espaço delimitado pelas paredes mestras	Quando não suportam cargas e apenas delimitam pequenas divisões, designam-se por TABIQUES
MUROS DE SUPORTE	Sustentam geralmente as terras das trincheiras e dos aterros, e servem também de revestimento aos seus taludes	
MUROS DE VEDAÇÃO	Delimitam ou fecham um espaço (terreno)	
MUROS DE REVESTIMENTO	Protegem os taludes dos agentes atmosféricos	Têm a inclinação natural dos taludes onde se aplicam, e uma espessura reduzida

3.4. PAVIMENTOS DE EDIFÍCIOS ANTIGOS [1], [23]

Os pavimentos abordados serão essencialmente os dos pisos elevados, visto que os térreos apresentam uma constituição bastante simples. Estes eram executados em terra batida ou enrocamentos de pedra arrumada à mão, sobre a qual se colocava a camada de revestimento e desgaste, lajedo de pedra, ladrilhos ou tijoleiras cerâmicas ou em soalhos de madeira.

Em relação a pavimentos elevados, é de destacar a importância da madeira como material estrutural. Registam-se, no entanto, casos em que o principal elemento da estrutura do pavimento é constituído por arcos de alvenaria (Fig. 3.11).

Este tipo de estrutura era bastante utilizado em edificações mais ricas, em que se desejava optar por soluções mais duráveis, para responder a exigências mais severas – dimensão dos vãos livres. Porém, é de salientar que este tipo de estrutura era frequentemente utilizado em tectos de caves, zona de construção em contacto com o terreno e com as humidades inerentes a este, mostrando, assim, mais uma vantagem deste tipo de solução. Devido à sensibilidade das estruturas de madeira a agentes deterioradores, o arco de alvenaria apresenta-se como uma estrutura de protecção/reforço da madeira, graças à sua baixa elasticidade. Sendo óptimo para aplicar em rés-do-chão, onde as estruturas de madeira poderiam estar mais sujeitas a ataques de fungos de podridão e humidades.

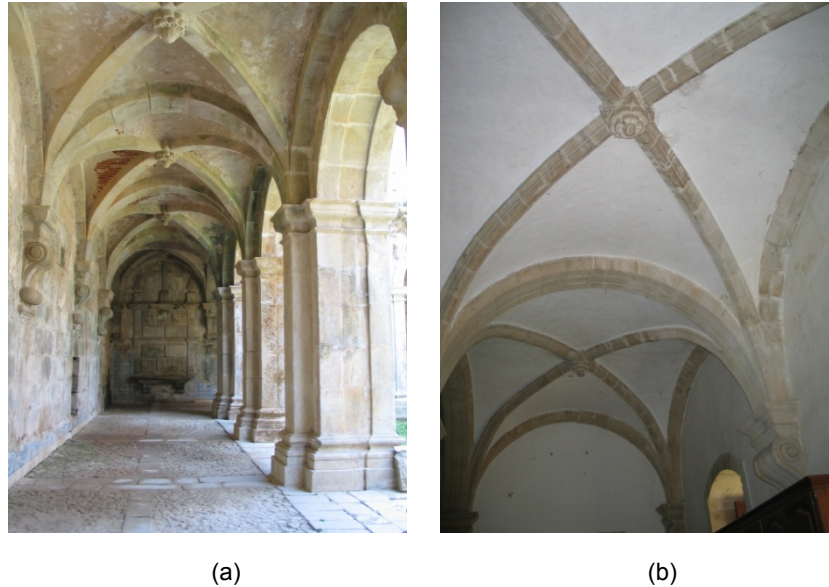


Fig. 3.11 - Arcos em alvenaria de pedra: (a) Mosteiro de Salzedas; (b) interior, Salzedas [18].

Em relação à construção do pavimento sobre os arcos de alvenaria, destacam-se dois tipos de soluções: criação de uma estrutura de madeira, apoiada nos elementos de alvenaria (Fig. 3.12 (a)), onde a caixa-de-ar entre o arco e a estrutura de madeira pode ser cheia até 1/3 de altura (para estabilização do arco) com entulho, por exemplo; enchimento do arco com entulho, areia argilosa, terra ou pedra solta, sobre a qual se colocava uma camada de argamassa que serve de base ao assentamento do soalho, lajedos de pedra ou placas de materiais cerâmicos (Fig. 3.12 (b)) [1].

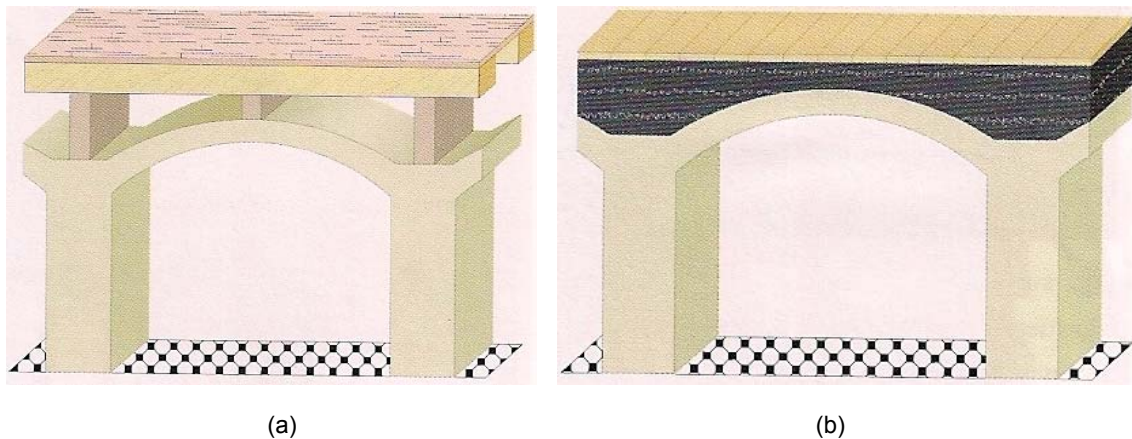


Fig. 3.12 - (a) Pavimento em arcos com estrutura em madeira que recebe soalho (b) Pavimento em abóbadas com enchimento que recebe revestimento de pedra ou cerâmico [1].

A primeira solução apresenta a vantagem da leveza, face à segunda. No entanto a segunda solução, mais pesada, adequa-se mais à aplicação de pavimentos que não sejam de madeira. Uma vantagem inerente à segunda hipótese apresentada prende-se com peso extra do entulhamento que pode tornar-se favorável à estabilidade do arco, ficando este sujeito a uma maior compressão.

A geometria dos arcos de alvenaria e a própria constituição, apresentam várias possibilidades. O abatimento do arco é seleccionado por razões de ordem estética, não descurando porém as razões de ordem estrutural. Quanto mais abatido este for, maiores serão os impulsos horizontais sobre os apoios (paredes de suporte), podendo tornar-se num problema nas paredes extremas de um edifícios, visto que, em arcos múltiplos os impulsos tenderão a equilibrar-se (Fig. 3.13).

No que respeita aos materiais constituintes destes elementos de construção, regista-se uma grande variabilidade: pedra talhada, pedra irregular, tijolo, etc. Porém, a pedra talhada destinava-se a estruturas mais nobres, nomeadamente de natureza religiosa e militar.

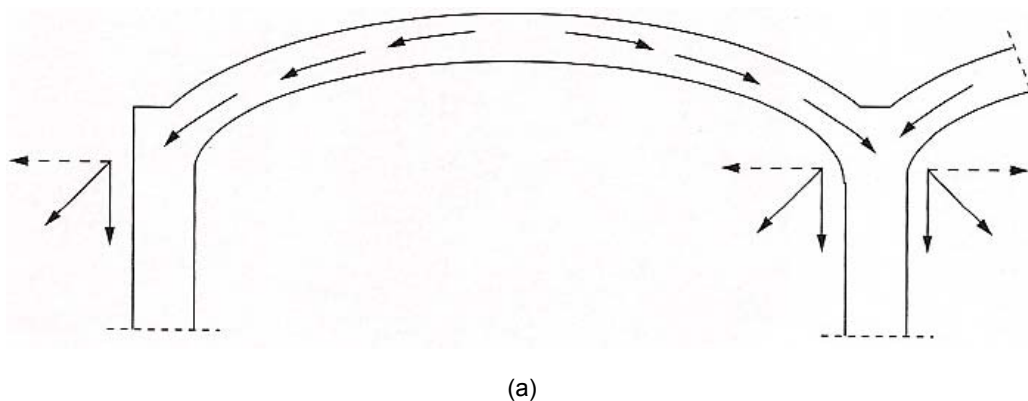


Fig. 3.13 - Arcos múltiplos: (a) equilíbrio de impulsos em arcos múltiplos [1]; (b) Mosteiro S. Bento da Vitória, Porto [18].

Em edifícios correntes, os arcos eram geralmente executados à base de elementos cerâmicos (tijolo), organizados em formas simétricas de grande rigor geométrico e estrutural (Fig. 3.14).



Fig. 3.14 - Abóbadas em tijolo - convento da Trindade, Coimbra [18].

Os pavimentos em estrutura de madeira (Fig. 3.15) representam a grande maioria das soluções adoptadas em pavimentos de edifícios antigos. Este tipo de pavimento divide-se em duas partes distintas, uma primeira referente aos vigamentos e uma segunda aos soalhos, ou seja, o pavimento propriamente dito. É possível encontrar uma grande variedade de espécies utilizadas na construção de pavimentos em madeira, dependendo das condições regionais. Era frequente o uso de vigamentos em castanho de origem nacional, e em menor grau, choupo cedro e carvalho. As casquinhas (*pinus silvestris*) originárias da Europa Central, o pitespaine, ou pitch-pine (*pinus palustris*) oriundos da América do Norte, tinham também uma frequente aplicação, no entanto estas últimas eram reservadas para obras de maior importância, sobretudo a partir do século XVIII. A utilização de madeiras exóticas oriundas do Brasil ou Índia era pouco usual. O pinho e o eucalipto são menos comuns em edifícios mais antigos, a não ser em intervenções recentes, a primeira destas espécies tornou-se, nos últimos séculos, pela sua abundância na principal fonte de abastecimento de estruturas de madeira. Convenientemente as vigas estruturais devem ser direitas, desempenadas e desprovidas de vergadas e de bornes, para possibilitarem um bom assentamento e assegurarem um bom funcionamento.



Fig. 3.15 - Pavimento de madeira tarugado [24].

O pinho nacional (*pinus pinaster*) apresenta, algumas características menos positivas que prejudicam, a sua utilização como material de construção. A sensibilidade a ataques de insectos (carunchos e térmitas) e de fungos (de podridão seca e húmida) associa-se à ideia de reduzida durabilidade do material. Destaca-se, desde já, que esta imagem negativa que tem passado sobre este material é certamente relacionada com o mau tratamento aplicado a esta madeira. A má selecção da madeira é um outro factor que condiciona o seu desempenho, pois pode não ser a melhor para a função que vai desempenhar.

A estrutura dos pavimentos de madeira apresenta-se bastante simples, tendo em consideração uma planta de um piso a pavimentar, a orientação do vigamento pode ser feito em qualquer um dos sentidos do piso. No entanto, por razões do carácter económico, o assentamento do vigamento é feito no sentido de menor vão. Só não se segue esta máxima da Engenharia Civil (soluções do ponto de vista da economia), quando as paredes de apoio forem tabiques delgados, visto que as paredes-mestras oferecem melhores condições de apoio.

Elevadas as paredes da edificação até à cota da construção do pavimento, procede-se ao assentamento do vigamento. As vigas são assentes sobre as próprias paredes, ou por vezes, podem ser assente sobre frechais estendidos sobre as paredes, alinhados com o paramento interior das mesmas.

Os topos das vigas que apoiam nas paredes, denominadas por entregas, não devem medir menos que 0,20 m ou 0,25 m.

O afastamento das vigas depende geralmente das dimensões do piso a construir, no entanto este não deve variar entre 0,20 m e os 0,40 m. Uma regra seguida nos pavimentos de edificios antigos de melhor qualidade, aponta para a adopção de afastamentos entre vigas iguais à largura das próprias (Fig. 3.16).

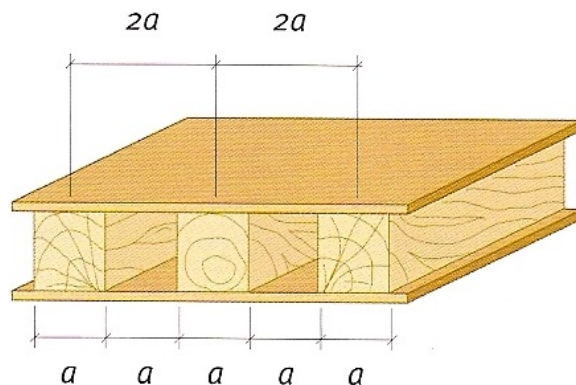


Fig. 3.16 - Esquema estrutural de um pavimento em madeira e respectivo afastamento das vigas [1].

Facilmente se percebe que a secção do vigamento depende, do vão a vencer, do afastamento entre vigas, do tipo de madeira utilizado e das cargas a suportar. No entanto as limitações das espécies florestais levam a privilegiar o recurso a perfis com altura igual ou inferior a 0,20 m, o que, em casos reais limita os vãos a vencer a valores aproximados de 4 m. Por vezes pelas condicionantes do projecto há a necessidade de vencer vãos de maior dimensão, como sucede na construção nobre e religiosa. Sendo então necessário organizar o pavimento de forma mais complexa, criando-se um ou mais alinhamentos de vigas principais, de grande altura (possivelmente obtidas por justaposição de vários perfis elementares), transversais às vigas do pavimento (Fig. 3.17 (a)). Em alternativa a este processo, pode recorrer-se à técnica de “armar” as vigas de madeira, que consiste em compor secções de grande dimensão através da sobreposição, com colagem ou pregagem, de elementos de menor secção.

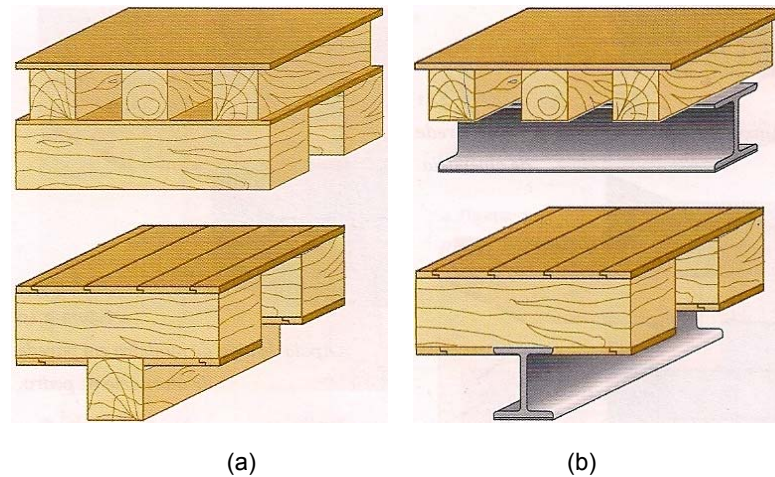


Fig. 3.17 - Pavimento de vãos múltiplos (a) viga em madeira; (b) viga em ferro [1].

Com o desenvolver da tecnologia, nomeadamente a do ferro e aço, estes grandes perfis de madeira viriam a ser substituídos nas construções do século XIX, por vigas de ferro, de secção em I. Devido à grande resistência do aço comparativamente à da madeira, reduzia-se assim a altura útil da secção para suportar um carregamento, e solucionava-se o problema cada vez mais emergente da escassez de perfis de madeira de grandes dimensões (Fig. 3.17 (b)).

Em relação à ligação entre o pavimento e a parede de apoio, há alguns aspectos a ter em consideração. A solução mais elementar consiste no encaixe das vigas de madeira em aberturas dispostas nas paredes. Nas alvenarias de pedra irregular, cria-se uma zona de encaixe para cada viga, através de um bloco de pedra com face superior aparelhada e horizontal – agulheiros abertos ou deixados para este fim (Fig. 3.18).

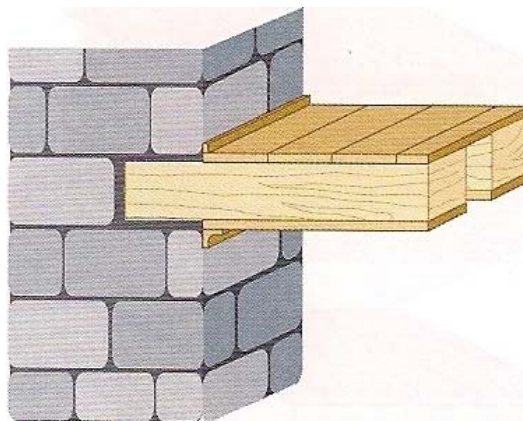


Fig. 3.18 - Ligação pavimento-parede de alvenaria [1].

Quando se pretende que o pavimento desempenhe um papel relevante no travamento da estrutura do edifício, melhora-se a ligação parede-pavimento através da incorporação de peças metálicas pregadas às vigas de madeira e embebidas na parede (Fig. 3.19).

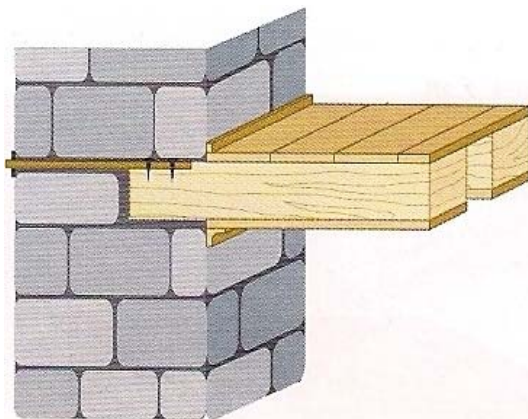
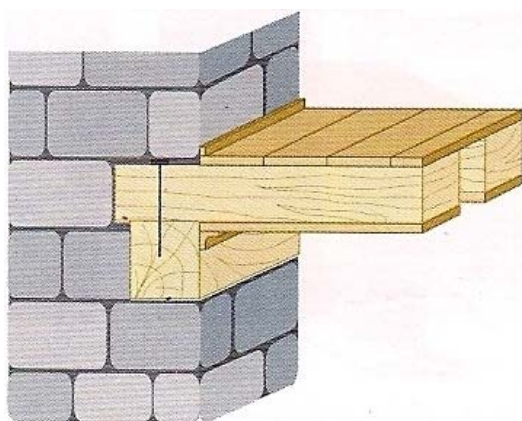


Fig. 3.19 - Ligação pavimento-parede de alvenaria, com ancoragem da viga de madeira [1].

Por vezes o vigamento dos pavimentos de uma edificação é assente sobre frechais, para não ficar assente directamente sobre a própria parede. Os frechais são vigas assentes ao longo das paredes onde devem apoiar os vigamentos, cuidadosamente ancorados à parede, através de pregagens, ou recorrendo a tirantes de madeira embebidos nas paredes. Para um bom travamento de todo o pavimento é conveniente que todos os frechais estejam bem ligados entre si, formando um só conjunto. Este deve ser nivelado, para facilitar a colocação nivelada do vigamento (Fig. 3.20).



(a)



(b)

Fig. 3.20 - Ligação pavimento-parede de alvenaria, com frechal existente na parede (a) representação esquemática (b) imagem real [1].

Quando os pavimentos têm um grande desenvolvimento na dimensão transversal, recorre-se ao tarugamento do vigamento. É aplicada esta técnica para evitar oscilações, encurvaduras, deformações transversais e torção (estas duas ultimas ocorrem durante o período de secagem da madeira) nas vigas do pavimento. O número de tarugos depende do comprimento do pavimento a construir, regra geral aplicam-se em intervalos de 2,5 m a 3 m, podendo no entanto haver acertos dependendo das dimensões em jogo. Os tarugos devem ser construídos em linha recta, para se obter um perfeito travamento (Fig. 3.21).

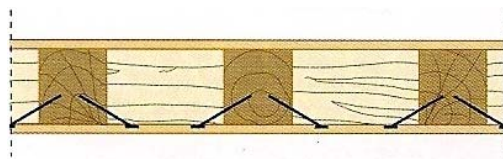


Fig. 3.21 - Tarugamento de pavimento de madeira [1].

3.5. COBERTURAS DE EDIFÍCIOS ANTIGOS [1], [23], [25], [26]

As coberturas são um elemento construtivo fundamental na protecção dos edifícios contra a chuva, pelo que os seus defeitos representam sempre um risco de patologia para o edifício. São estruturas que também apresentam uma grande variedade de soluções, nomeadamente no que se refere à geometria, forma estrutural e materiais, de revestimento e isolamento.

Em relação à forma, é notória uma predominância das coberturas inclinadas face às planas, em terraço e as coberturas curvas – abóbadas e cúpulas.

A estrutura das coberturas em terraço é geralmente baseada em arcos de abóbadas, com enchimentos de nivelamento que recebem as camadas impermeabilizantes, a protecção mecânica e a camada de acabamento. No que respeita ao funcionamento estrutural deste tipo de coberturas já, foi descrito na parte referente aos pavimentos, salientando que neste caso praticamente não se usam elementos estruturais em madeira, devido aos problemas de durabilidade. No entanto este tipo de solução apresenta um problema, que se prende com a qualidade e a estanquidade.

Porém são as coberturas inclinadas as mais utilizadas, apresentando formas e constituições variadas. A inclinação da cobertura depende principalmente da localização do edifício – em função da quantidade de precipitação e da probabilidade de queda de neve e do tipo de uso a dar ao espaço entre o tecto do último piso e a cobertura – sótão, mansardas, águas-furtadas, etc. Em construções de menores dimensões e mais pobres, por vezes utilizam-se coberturas de uma só água segundo a menor dimensão do edifício, caso o sistema de drenagem das águas pluviais o permita.

A estrutura de madeira destes elementos pode simplesmente resumir-se a um conjunto de vigas dispostas paralelamente, vencendo os vãos disponíveis. Nestes casos, o tecto pode ser inclinado ou haver uma estrutura horizontal idêntica à da cobertura, que suporta o forro do tecto. Quando estes são horizontais normalmente interligam-se as barras inclinadas com as horizontais do mesmo plano, surgindo, assim, a forma mais elementar da asna de madeira. A asna de madeira, na sua forma mais tradicional, é constituída por pernas, linhas, escoras e pendural (Fig. 3.22). Em complemento à asna, existem elementos de travamento, nomeadamente, o frechal, as madres e a fileira.

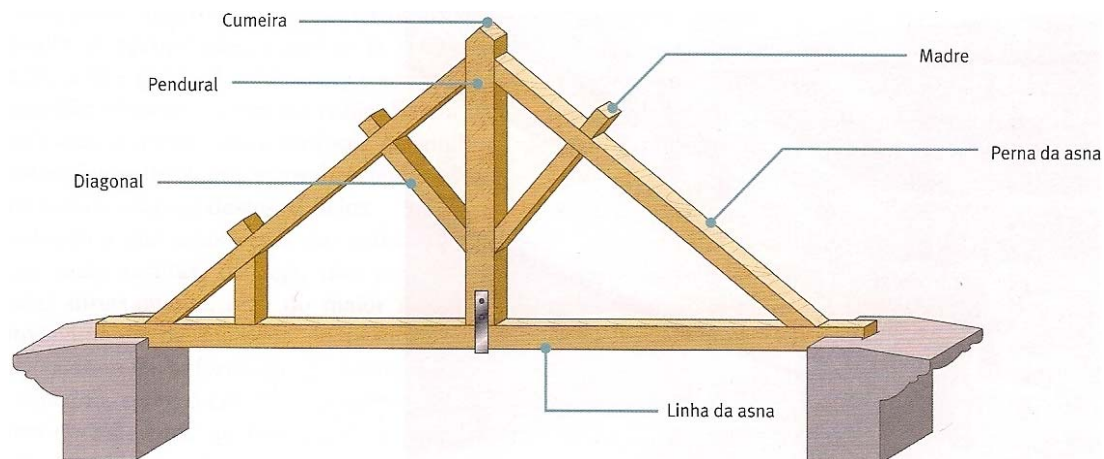


Fig. 3.22 - Representação esquemática de uma asna simples [1].

As principais diferenças entre as asnas correntemente utilizadas consistem nas geometrias (Fig. 3.23), quer dos elementos principais – linha e pernas – quer das triangulações, e nos diferentes materiais utilizados. Em relação aos materiais já foi feita uma descrição detalhada na parte dos pavimentos. Destaca-se que as ligações entre os elementos constituintes das diferentes peças das asnas, devem ser detalhadamente estudados e executados, adoptando-se por ligações pregadas, coladas, ou recorrendo a peças auxiliares de ferro, além dos vários sistemas de encaixe e de ensambladuras (Fig. 3.24)



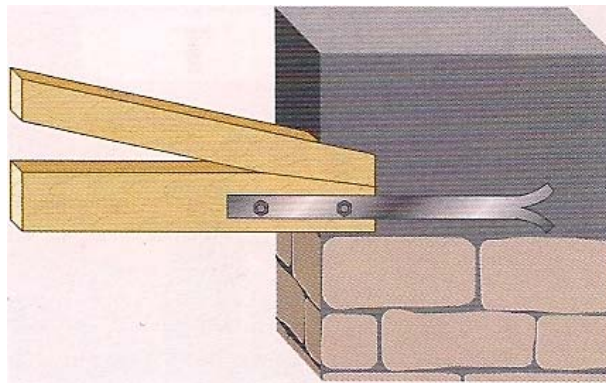
Fig. 3.23 - Asna de madeira de duas vertentes [27].



Fig. 3.24 - Pormenores de ligações entre elementos das asnas, com recurso a ligações metálicas (a) [28]; (b) [29].

Para além do pormenor das ligações há que ter em grande consideração a forma como as asnas de cobertura se fixam aos seus apoios. Quando o apoio é directo nas paredes, é usual assegurar a protecção dos topos embebidos nas alvenarias, assegurar uma zona de encaixe – berço – para o apoio da asna, tal como foi referido a propósito dos pavimentos. Sempre que possível melhorar as características mecânicas das ligações de apoio através do recurso a peças metálicas pregadas ou aparafusadas à linha da asna e chumbadas na parede (Fig. 3.25). Este pormenor construtivo é de grande importância, pois uma anomalia nesta zona pode provocar a uma mau funcionamento da asna e consequentemente problemas na estrutura do edifício.





(c)

Fig. 3.25 - Pormenores de ligações de asnas com paredes (a) com mísula – Igreja de Valongo [28]; (b) apoio directo – Escola Secundária Rodrigues de Freitas [24]; (c) representação esquemática de uma boa ligação [1].

Há ainda elementos estruturais secundários que não devem ser postos à margem (Fig. 3.26), são eles: madres, varas e ripas (elemento que recebe directamente o revestimento da cobertura). Os elementos de travamento das linhas das asnas que frequentemente desempenham a função de suporte de tectos do último piso dos edificios, também são de grande importância para a estabilidade da estrutura da cobertura. Note-se que um desempenho deficiente destas estruturas secundárias resulta na perda de estanquidade das coberturas, geralmente associada a deformações excessivas, fendilhação e rotura de elementos de revestimento. Também as acções regulares de manutenção das coberturas, como a limpeza de rufos, caleiras e tubos de queda, são fundamentais no bom desempenho destes elementos.

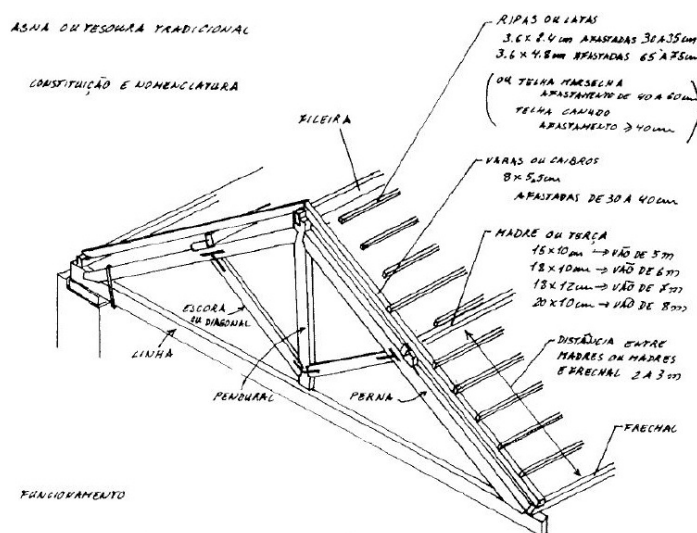


Fig. 3.26 - Composição de uma estrutura de cobertura [30].



Fig. 3.27 - (a) Asna de cobertura inclinada (b) pormenor de ligação (casa na Rua António Carneiro).

Apesar da grande diversidade de soluções, até meados do século XIX a maioria das casas do Porto possuía telhados de quatro águas (Fig. 3.27). Em casas estreitas este tipo de telhado não permite o aproveitamento do sótão, devido à altura útil existente. No entanto surgem inúmeros casos de andares suplementares, executados em variadas formas, o que atribui aos edifícios uma diversidade peculiar nos edifícios do Porto. A partir do século XIX aparece por vezes, em algumas construções, o telhado de duas águas (sentido frente-traseiras) que permite o aproveitamento do seu vão para sótão, e construções suplementares como clarabóias, trapeiras e mirantes [31].

3.6. PAREDES DIVISÓRIAS [1]

Como foi referido anteriormente as paredes desempenham um papel preponderante na estabilidade estrutural, em edifícios antigos. Mesmo quando estas não recebam directamente cargas verticais, caso das paredes de compartimentação, têm um papel importante no travamento geral das estruturas, fazendo-se através dessas paredes “não estruturais” a interligação entre paredes, pavimentos e coberturas, no caso de acções horizontais (como sismos, vento, etc).

Inicialmente as paredes divisórias encontram-se desligadas dos pavimentos (não recebem cargas verticais), no entanto ao longo do tempo com a inclusão de cargas nos pisos, fluência dos materiais e degradação dos mesmos, verifica-se uma deformação vertical do pavimento, de tal amplitude que este não só entra em contacto com a parede, como passa a transmitir-lhe carga. A partir deste instante a deformação do pavimento é condicionada pelo novo apoio que “criou”. Assim sendo, a remoção destas paredes, por vezes justificada por não serem resistentes, podem condicionar a estrutura no seu global.

Refere-se que por vezes as paredes divisórias são estruturais, como é o caso das paredes de frontal, e em que toda a estrutura do interior, funciona como uma “gaiola”. As paredes de frontal (que possuem espessura maior que as paredes de tabique) possuem elementos inclinados ligados ao piso e ao tecto falso, possibilitando um comportamento num esquema “escora-tirante”.

Dos vários tipos de paredes divisórias destacam-se as paredes de tabique, obtidas através da pregagem de fasquiado sobre tábuas colocadas ao alto, sobre o qual é colocado um revestimento em ambas as faces, geralmente argamassa de cal.

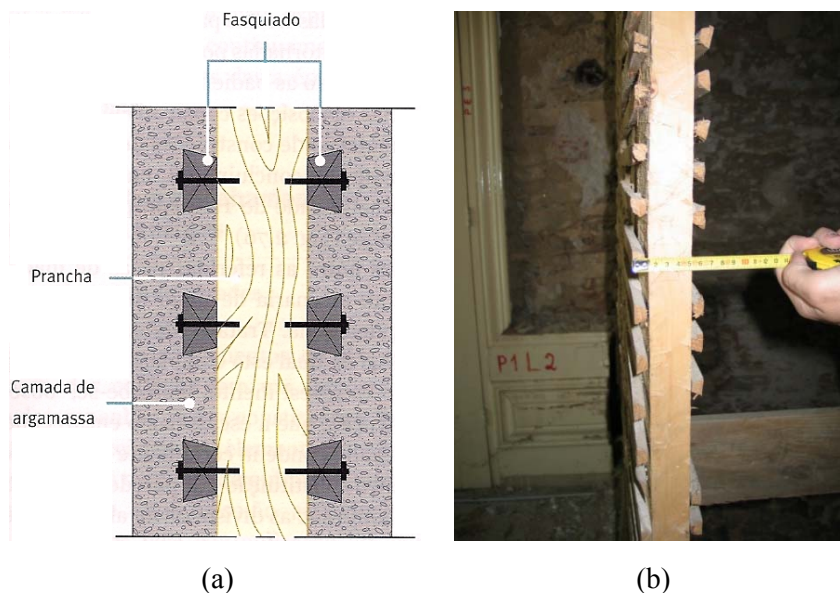


Fig. 3.28 - Tabique de madeira com revestimento sobre fasquiado (a) representação esquemática [1]; (b) Igreja da Misericórdia – Edifício anexo, Mirandela [18].

4.

ANOMALIAS EM EDIFÍCIOS ANTIGOS

4.1. GENERALIDADES [1], [8]

O desgaste resultante de anos de uso, o envelhecimento mais ou menos acelerado pela exposição aos agentes de deterioração e as próprias características dos materiais presentes, não só na superestrutura como nas fundações, fazem parte de um vasto leque de origens das anomalias ou insuficiências dos edifícios antigos. Verifica-se que estas são sobretudo resultado de algumas opções tomadas durante a construção dos edifícios ou provocadas por intervenções ao longo da sua exploração e utilização. Assim, as opções tomadas durante o período de construção podem estar na origem de determinados defeitos que perduram até aos tempos de hoje. Estes defeitos podem ter sido agravados pela desadaptação da construção e da sua maior ou menor deterioração, em resultado do envelhecimento natural, mais ou menos acelerado por uma manutenção deficiente. A desadaptação pode ter conduzido, por sua vez, a opções de exploração e utilização, que levaram a novos danos, através das sucessivas alterações efectuadas, na tentativa de colmatar carências verificadas pelos utilizadores do edifício.

Por seu turno, caso os edifícios não fossem submetidos a periódicas operações de manutenção, destinadas a assegurar a sua conservação, significaria que um número apreciável destes já se encontraria obsoletos. O envelhecimento dos materiais tem uma repercussão bastante notória no que toca à alteração das suas propriedades, muitas delas fundamentais para o seu bom funcionamento estrutural. A acção de agentes climáticos, desgaste devido ao uso, etc., são factores que levam à alteração das características como a elasticidade, a resistência mecânica, etc.

No reverso da moeda do envelhecimento natural dos materiais, encontram-se as anomalias com origem/provocadas por desastres naturais, nomeadamente sismos, incêndios e inundações (Fig. 4.1). As anomalias deste tipo podem não ser notórias nos primeiros anos após a sua ocorrência, e somente mais tarde fazerem-se sentir no comportamento estrutural do edifício.

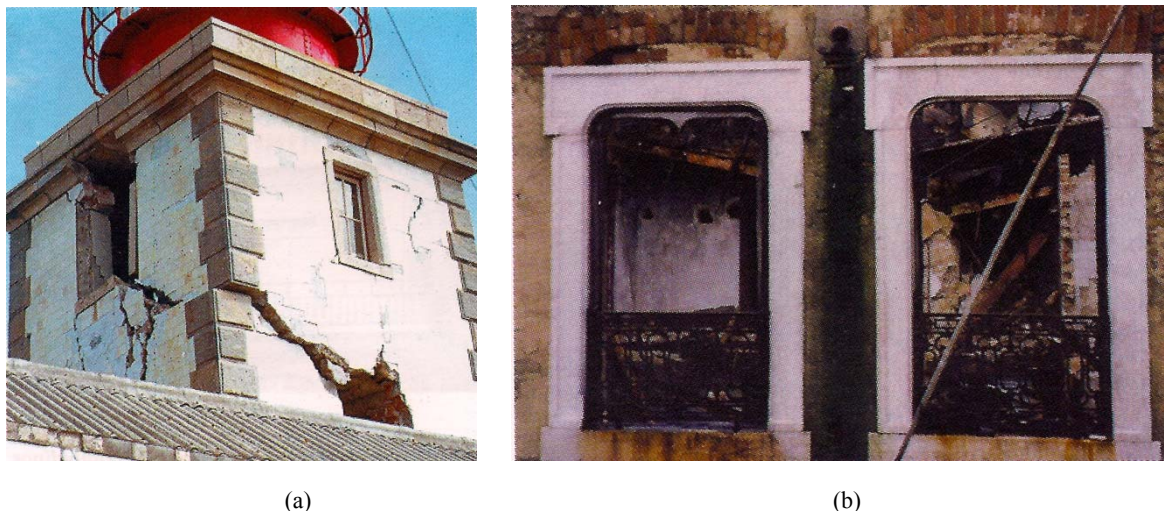


Fig. 4.1 - (a) consequências de um sismo nos Açores; (b) incêndio do Chiado [1].

Naturalmente que o Homem está ligado, de forma negativa, às anomalias construtivas em edifícios antigos, mesmo quando estas tem origem em causas naturais [1]. Muitas vezes não são feitos estudos aprofundados para um melhor dimensionamento/comportamento da estrutura. Antigamente havia uma maior dificuldade no processo de dimensionamento, sendo em muitos casos a experiência do projectista a “ferramenta” de dimensionamento – conhecimento empírico. Porém com todos os recursos que hoje dispomos ainda se verificam alguns casos de mau dimensionamento e consequentemente deficiente funcionamento estrutural, imputando mais uma vez a responsabilidade para o Homem.

Por vezes as intervenções denominadas de reabilitação feitas pelo Homem em edifícios antigos, não eram mais que atentados à segurança estrutural, pois eram realizadas, na maior parte dos casos, sem qualquer estudo prévio relativo à capacidade resistente do edifício. Destacam-se alguns exemplos:

- Ampliação dos edifícios em altura, sem o necessário estudo de segurança estrutural (fundações e estrutura). Estas ampliações significam um aumento das cargas verticais e deformações nas estruturas e fundações, também se verifica um incremento das forças horizontais (aumento da massa em “vibração”), caso o edifício seja sujeito a uma acção sísmica (Fig. 4.2) [1], [8];
- Intervenções realizadas nos pisos inferiores dos edifícios antigos. Em muitos casos havia a necessidade de tornar estes pisos amplos, o que levava à supressão de muitas das paredes existentes (resistentes ou de compartimentação – é de destacar que muitas paredes denominadas de não resistentes, com o passar dos anos desempenham um papel importante no funcionamento estrutural do edifício), pois tornavam-se num “incómodo”. Em alguns casos estas paredes eram substituídas por vigas metálicas, no entanto é fácil perceber que mesmo com o recurso a esta solução está muito longe do comportamento oferecido pela estrutura inicial, nomeadamente no que respeita à compatibilidade das deformações, transmissão de forças horizontais associadas à acção sísmica, etc. A execução, muitas vezes deficiente, destes trabalhos origina assentamentos diferenciais, que provocam desnivelamentos nos andares superiores e fracturas nas paredes (Fig. 4.3) [1], [8];
- Alterações introduzidas ao nível dos andares, associadas a alterações funcionais, alargamentos ou interligações de compartimentos. Por vezes nestes casos, abriam-se “passagens” nas paredes, que podem ser de tabique ou resistentes, sem estudos nem procedimentos adequados [1].



Fig. 4.2 - Ampliação de edifícios em altura [1].



(a)



(b)

Fig. 4.3 - (a) substituição de parede resistente por viga metálica [1]; (b) consequência da supressão de paredes resistentes – Casa Vila do Conde [18].

Todos os exemplos mencionados anteriormente prendem-se com a necessidade de modernização e na adaptação às necessidades sentidas pelos utilizadores, a que se associa a criação de redes eléctricas, de águas, esgotos e gás, instalação de cozinhas e casas de banho, onde existiam quartos e salas.

Em bibliografia publicada a temática das anomalias construtivas em edifícios é abordada de diversas formas, a partir das suas causas directas ou remotas, ou por uma abordagem por elementos de construção. Qualquer que seja abordagem deste tema corre o risco de ser incompleta, impossibilitando uma classificação rigorosa.

No presente trabalho optou-se por abordagem das anomalias a partir da identificação destas, elemento a elemento, sem descurar uma análise globalizante que permitirá compreender melhor os quadros patológicos dos edifícios.

4.2. ANOMALIAS NAS FUNDAÇÕES [1], [8]

As deficiências das fundações são uma causa frequente de anomalias nos edifícios. As anomalias mais frequentes nas fundações relacionam-se com um conjunto variado de factores, associados ao próprio terreno de fundação, às fundações ou ao edifício no seu conjunto. Obviamente que por vezes estes factores interactuam, dificultando por vezes a compreensão dos problemas. Os problemas nos terrenos de fundação assumem particular destaque e referem-se a alterações das características dos solos, muitas vezes associados à presença de água, ou a descompressões provocadas por perturbações dos equilíbrios pré-existentes.

Em terrenos em que alterações do nível freático são frequentes é muito provável a ocorrência de movimentos de assentamentos (Fig. 4.4). É possível visualizar este tipo de acontecimento nas proximidades de escavações para a construção de novos edifícios, nos quais houve a necessidade do abaixamento do nível freático para possibilitar a execução das fundações a seco.



Fig. 4.4 - Consequência do abaixamento do nível freático – Fontainhas, Gaia [18].

As infiltrações são um outro problema relacionado com a presença de água nos solos de fundação, água das chuvas ou roturas de canalizações de água ou esgotos, são algumas origens destas infiltrações. Facilmente se percebe que a água tenderá a percorrer caminhos de escoamento, caminhos esses que tendem a ser conseguidos em solos porosos. Através da passagem da água e do regime de escoamento criado poderá ocorrer a lavagem dos finos do solo, possibilitando situações favoráveis à ocorrência de assentamentos. Ao arrastamento dos finos existentes nos solos, fenómeno físico, à que adicionar a possibilidade de ocorrência de reacções químicas entre partículas existentes no solo e nas águas mais agressivas (caso de águas de esgotos) (Fig. 4.5). Sendo os solos mais sensíveis aqueles são ricos em partículas finas, especialmente os desagregados ou não coesivos, como as areias finas e aréolas.

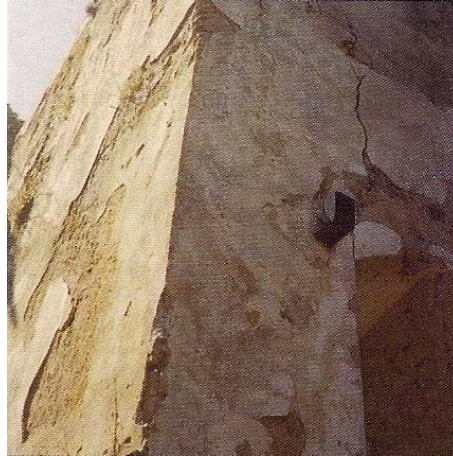


Fig. 4.5 - Assentamento de fundações, possivelmente associado à acção da água nos solos [1].

Os movimentos de terras nas proximidades dos edifícios podem provocar um conjunto de efeitos, nomeadamente de descompressão lateral da terra anteriormente confinada, podendo originar movimentos de assentamento. Este efeito pode ainda ser agravado pelas vibrações que estes trabalhos provocam, principalmente quando se trata de solos arenosos – a vibração criar um aumento de compacidade do solo, por rearranjo dos seus grãos (Fig. 4.6).



Fig. 4.6 - Assentamento de fundação devido a descompressão do solo [1].

O tipo de fundação pode explicar parte das anomalias verificadas no edifício. No caso de fundações indirectas, por estacaria de madeira, o problema mais usual prende-se com o apodrecimento da estaca, devido a alterações da humidade na madeira, mais uma vez associado ao abaixamento do nível freático.

No que respeita às fundações directas (sapatas) ou semi-directas (poços), os problemas mais usuais prendem-se com o envelhecimento dos materiais e com a alteração da constituição das fundações. Destacam-se duas situações evidentes: a lavagem das fundações por águas subterrâneas, com o arrasamento dos elementos mais finos que constituem a alvenaria, nomeadamente das argamassas de

assentamento e a degradação das fundações, provocadas pela sua exposição após escavações periféricas, superficiais ou profundas (Fig. 4.7 (a)) [1].

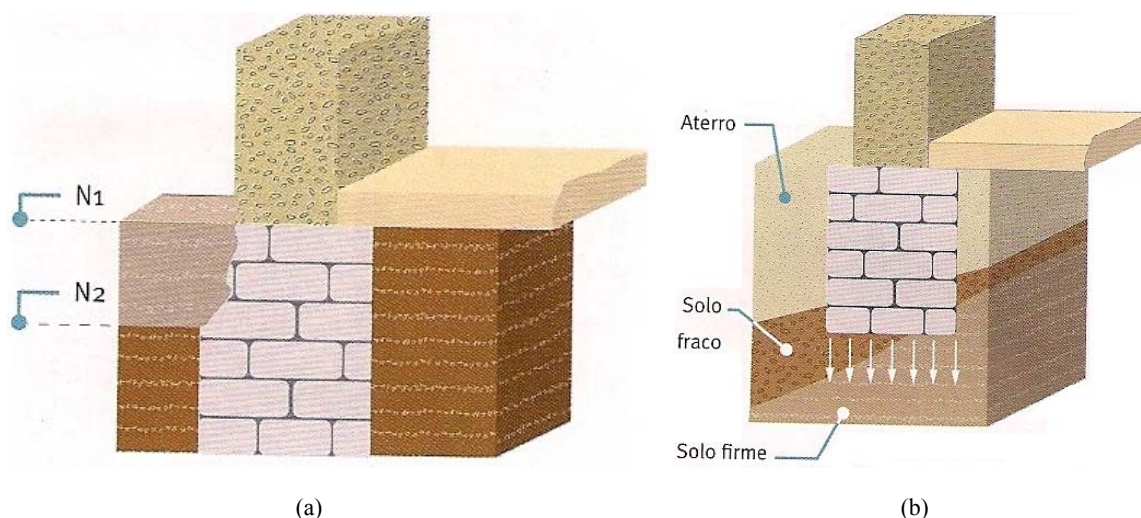


Fig. 4.7 - (a) degradação de fundações expostas na sequência de escavações, N1 - Conta inicial do terreno/N2 - Cota após rebaixamento; (b) fundação sobre aterro/solo de fraca qualidade [1].

Nos casos acima mencionados é a redução de secção de contacto da fundação com o solo e a degradação das características mecânicas das alvenarias, a origem dos movimentos de assentamentos nas fundações. No entanto não podem ser descartados todos os problemas ligados ao projecto e à construção. Em relação ao primeiro caso é de salientar que as fundações, por vezes, eram projectadas para solos inadequados ou as suas dimensões insuficientes para os carregamentos que iriam estar sujeitas, levando à repercussão destes erros nos edifícios ao longo da sua vida, por vezes originando a sua rotura. No que respeita aos erros de construção das fundações, é vulgar a cota da fundação não atingir estratos de terreno com boas capacidades de resistência e de deformabilidade, muitas das vezes os edifícios eram fundados sobre camadas de formação recente ou mesmo em aterros não controlados (Fig. 4.7 (b)).

Facilmente se percebe que problemas/anomalias nas fundações são muitas vezes a explicação de deficiências em edifícios, podendo mesmo afirma-se que se trata de um dominó de anomalias – umas originam outras.

4.3. ANOMALIAS EM PAREDES RESISTENTES [1], [8], [19], [20]

As anomalias mais frequentes em paredes de alvenaria de edifícios antigos são regra geral: a desagregação, o esmagamento e a fendilhação, originadas por causas de natureza diversa. No entanto destacam-se algumas razões, como problemas estruturais, presença de água, acção de agentes climatéricos, etc., que estão na origem das anomalias nas paredes.

4.3.1. FENDILHAÇÃO

A fendilhação em paredes de alvenaria pode ocorrer na zona corrente das paredes, nas zonas onde existam aberturas para portas/janelas e na ligação entre paredes ortogonais.

Uma das principais causas, de ordem estrutural, responsável por este tipo de patologias prende-se com o assentamento das fundações, em particular os diferenciais. Este tipo de fendas pode atingir toda a espessura da parede, apresentando inclinações características que permitem a identificação das zonas críticas das fundações onde ocorreram os movimentos mais acentuados. Podem ocorrer na zona corrente das paredes, embora se verifique que estas procuram pontos mais fracos da construção: fendas existentes, ou fendas reparadas de forma deficientes, ou eventuais aberturas existentes (Fig. 4.8). As aberturas de portas e janelas correspondem, regra geral, a pontos fracos das paredes, porque nos seus contornos, em especial os cantos, há uma concentração de tensões responsáveis pelo início da fendilhação.



Fig. 4.8 - As fendas procuram os pontos mais fracos da alvenaria [32].

A constituição e qualidade das alvenarias são aspectos importantes que influenciam a forma de progressão da fenda, a formação de uma ou mais fendas e a amplitude da abertura. Em casos mais graves, que podem ocorrer pouco antes do colapso das paredes, as fendas dividem a parede em vários blocos quase independentes cuja ligação se faz apenas por atrito ao longo das superfícies de contacto (Fig. 4.9).

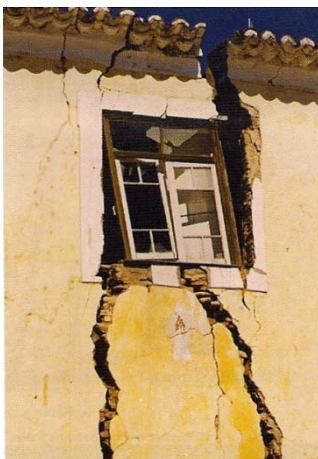


Fig. 4.9 - Destruição total da integridade estrutural, a parede é um conjunto de blocos "soltos" [1].

É de salientar que a fendilhação pode ser provocada por forças horizontais, resultantes da actuação de sismos. Neste caso é notória uma predominância das fendas com inclinação de 45 graus, aproximadamente (Fig. 4.10).



Fig. 4.10 - Fendas cruzadas com inclinações relativas de 45 graus, aproximadamente [1].

Os impulsos horizontais devido ao abatimento de arcos, podem provocar fenómenos de fendilhação nas paredes que os suportam. A associação destes impulsos com a aplicação de forças de corte no topo das paredes, podem ter como consequência a rotação das próprias paredes, originando a ocorrência de dois níveis de fendas, uma superior externa e uma inferior interna correspondentes ao movimento de rotação.

Além da fendilhação provocada por assentamentos de fundações e impulsos horizontais, poderá ocorrer o deslocamento de paredes interligadas, pondo à mostra a fraqueza das ligações existentes. Este tipo de situação pode ocorrer quando uma parede roda ou se desloca horizontalmente, por efeito dos factores enumerados anteriormente, movimento esse que tende afastar a parede de outras paredes ortogonais que não se movem, ou têm outro sentido de deslocamento. Devido à elevada rigidez das paredes, os esforços gerados são de grandeza bastante considerável e as fendas produzem-se em pontos mais fracos da estrutura, habitualmente na ligação das paredes ortogonais (Fig. 4.11).



Fig. 4.11 - Fenda na ligação fachada-empena, por rotação da fachada [1].

4.3.2. ESMAGAMENTO

Esta anomalia ocorre, de um modo geral, em zonas localizadas das paredes de alvenaria, corresponde, no entanto, a uma situação muito menos frequente. Este tipo de problema tende a coincidir com pontos de aplicação de cargas concentradas excessivas, como acontece com a descarga de vigas nas paredes, quando não são tomadas as devidas medidas para assegurar esta transmissão de cargas ou quando as cargas aplicadas excedem largamente a resistência da parede. Para contornar este tipo de problema e assegurar uma boa transmissão de cargas, é usual observar a colocação de pedras aparelhadas de boa qualidade, onde assentam as vigas do pavimento ou as asnas da cobertura.

Uma outra situação onde pode ocorrer esmagamento corresponde às zonas de contacto lateral entre as vigas de madeira e a alvenaria. Por vezes as vigas de madeira/asnas eram colocadas sem que a secagem da madeira estivesse completa, então com a continuação do decorrer do processo de secagem, as vigas podem sofrer torções, esforços que provocam compressões excessivas na alvenaria e consequente esmagamento dos rebocos.

4.3.3. DESAGREGAÇÃO

A desagregação é uma anomalia muito mais generalizada nas paredes de alvenaria de pedra, que resulta da progressão e do agravamento da fendilhação existente.

Frequentemente a desagregação é resultado da acção dos agentes atmosféricos, em particular dos ciclos de calor e frio a que as paredes estão sujeitas em virtude das estações do ano, que resulta em contracções e expansões sucessivas dos materiais, agravados pela acção da água – especialmente águas infiltradas, quer das chuvas, quer águas provenientes do terreno ascendendo por capilaridade, etc. [1]. Levando, desta forma à desagregação dos revestimentos e que no limite poderá originar a separação da argamassa das pedras que constituem a alvenaria (Fig. 4.12).



Fig. 4.12 - Degradação da alvenaria associada a fendilhação [32].

A acção do vento é igualmente nefasta, sobretudo após uma primeira destruição do revestimento das paredes, já que promove uma maior desagregação dos materiais, para além de transportar os materiais mais finos.

As acções meteóricas, associadas ou não aos efeitos mais gravosos da poluição, são responsáveis pelo desgaste superficial das paredes, porém só assumem consequências mais graves quando não há acções de conservação periódicas, como por exemplo: reparação local de rebocos degradados, substituição de elementos de pedra ou de tijolo prematuramente degradados. Porém este tipo de situação só se torna preocupante quando se está perante uma alvenaria constituída por pedras brandas e de má qualidade, como é o caso de alguns calcários e arenitos, o mesmo se pode dizer das paredes de taipa ou realizadas com tijolos mal cozidos (Fig. 4.13) [1].



Fig. 4.13 - Desagregação de alvenaria [1]

Pela facilidade de penetração da água nas paredes, facilmente se percebe que esta é o principal agente de desagregação. As humidades infiltradas nas paredes procuram e encontram todos os pontos fracos

da construção das paredes (fendas, vazios, etc.), geralmente através das juntas de argamassa entre pedras. Durante o processo de infiltração há a dissolução dos sais existentes nas argamassas bem como nas pedras, até que as condições de humidade e temperatura ambiente provocam a evaporação da água e a deposição dos sais dissolvidos [1]. A deposição de sais nas superfícies das paredes (eflorescências), ou entre a parede e o revestimento de reboco (criptoflorescência), com a formação de bolhas e empolamentos característicos que reflecte a degradação da própria alvenaria. Estas bolhas, na maior parte dos casos, procedem a desagregação da alvenaria e surgem após intervenções inadequadas, por exemplo: aplicação de rebocos fortes (com elevado teor em cimento) ou pinturas muito pouco permeáveis ao vapor – formação de bolhas entre reboco e a pintura (Fig. 4.14 (b)) [20].

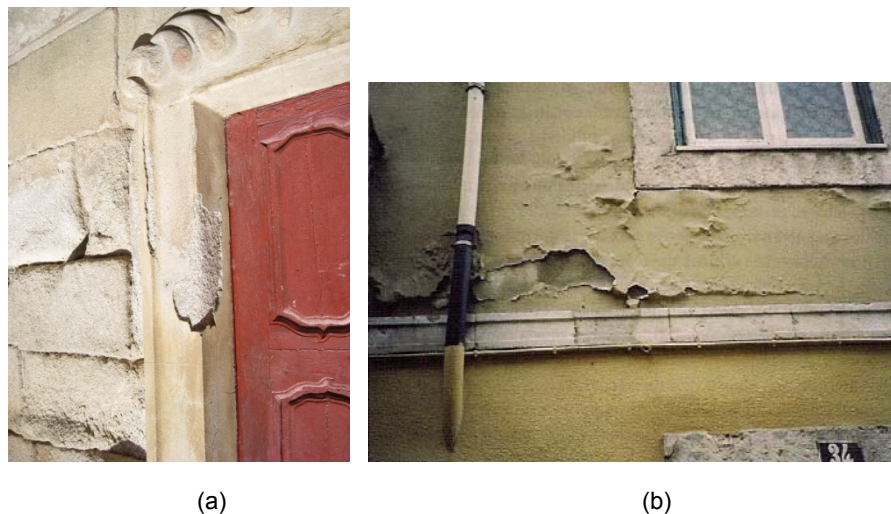


Fig. 4.14 – (a) arenização e destacamento de placas de granito [21]; (b) formação de empolamentos [1].

Após a desagregação as características mecânicas das paredes ficam alteradas, sendo principalmente afectadas as capacidades de resistência à compressão e ao corte, devido às sucessivas reduções das suas secções.

No presente trabalho não serão aprofundadas as paredes resistentes com elementos de madeira, no entanto é deixada aqui uma pequena nota referente a este tipo de estruturas. Neste tipo de paredes, como facilmente se percebe, uma anomalia muito usual é o apodrecimento da estrutura de madeira existente, por ataques de fungos, destruição por acção dos carunchos e térmitas. Associa-se esta degradação à presença de água em contacto regular com a madeira, assim este tipo de anomalia é mais frequente em paredes exteriores (fachadas ou laterais sem paredes meãs) (Fig. 4.15) [1].



Fig. 4.15 - Degradação em parede de alvenaria com elementos resistentes em madeira [18].

4.4. ANOMALIAS EM PAVIMENTOS [1], [8], [15], [33], [34]

Como já foi abordado anteriormente, os pavimentos em edifícios antigos recorrem essencialmente a duas soluções: pavimentos em estrutura e revestimento em madeira e abóbadas/arcos de alvenaria de pedra ou tijolo.

Os pavimentos de madeira têm características particulares no que respeita à sua deterioração, que se devem essencialmente ao facto de se tratar da matéria-prima de origem vegetal, conferindo-lhes uma degradação bastante distinta da prevista em estruturas com base em materiais de origem mineral [34].

Podem agrupar-se as causas mais frequentes das anomalias em estruturas de madeira da seguinte forma [34]:

- Danos devido a defeitos ou anomalias relacionados com o material, nomeadamente a existência de nós, fendas, ou empenos devido a processos de secagem incompletos;
- Danos relacionados com o ataque de agentes bióticos, tais como fungos ou insectos;
- Danos devido a agentes atmosféricos, especialmente a acção da água e ciclos de molhagem/secagem;
- Danos devido à má concepção de projecto ou posteriores alterações mal executadas, e com alterações de funcionalidade dos pavimentos.

A presença destas causas e consequentes anomalias podem levar à rotura do pavimento, quando não sujeitos uma boa intervenção regular de reabilitação. Por vezes, verifica-se com alguma regularidade pavimentos de madeira com um elevado nível de degradação que não sofrem roturas integrais, a este facto deve-se a contribuição do soalho e tecto, que induz no pavimento um comportamento análogo ao de uma membrana [1].

4.4.1. DANOS RELACIONADOS COM CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL

Todas as irregularidades, defeitos e anomalias que aparecem na madeira influenciam bastante a sua trabalhabilidade, afectando a sua qualidade e consequentemente os valores das suas propriedades físicas e mecânicas.

A presença de nós nas peças de madeira (Fig. 4.16) é considerada das deficiências que mais condiciona a resistência global dos elementos, porem estes não têm muita influência na variação do módulo de elasticidade em flexão. Este tipo de defeito afecta sobretudo a resistência à tracção da estrutura de madeira, não tendo grande efeito na resistência à compressão [34].

As fendas de secagem surgem com mais frequência em elementos de grande secção transversal na medida em que, durante o processo de secagem, as retracções são maiores na direcção tangencial do que na radial, sendo as longitudinais praticamente desprezáveis [35]. Por vezes as fendas chegam a dividir a secção original em duas, conduzindo de um certo modo à redução do momento de inércia da peça que conduz a graves influências estruturais, nomeadamente se estiverem localizadas em elementos sujeitos a compressão axial ou em zonas de ligação de elementos. (Fig. 4.17). As consequências desta anomalia são difíceis de quantificar, sendo provável que reduza a rigidez dos elementos. Uma secagem mal efectuada pode gerar tensões internas na madeira que podem libertar-se bruscamente, quando o estado de equilíbrio é alterado [35].



Fig. 4.16 - Nós em vigas de pavimento [33].



Fig. 4.17 - Fendas de secagem em vigas de pavimento [33].

4.4.2. ATAQUES DE AGENTES BIÓTICOS (INSECTOS E FUNGOS)

O ataque de agentes bióticos na madeira é uma das degradações mais comuns nas estruturas de madeira, podendo produzir danos muito graves. A madeira é um material bastante susceptível a estes ataques, alterando significativamente as suas propriedades, destacam-se os fungos xilófagos, os insectos do ciclo larvar (caruncho) e os insectos sociais (térmitas).

A presença de água (teores da ordem dos 20%) associados a precárias condições de ventilação e alternância de temperatura, são condições propícias para o desenvolvimento de fungos xilófagos (Fig. 4.18), as entregas dos elementos estruturais do pavimento nas paredes são partes bastante atacadas por este tipo de agentes. Podem ainda proliferar-se ataques em elementos secos, particularmente quando os fungos têm capacidade de transportar água. Após a secagem, e devido a alterações de volume, as zonas atacadas formam um padrão de fissuração cúbica que se desagrega muito facilmente por contacto, desfazendo-se [36]. É uma podridão visível apenas no exterior dos elementos atacados, quando estes perdem cerca de 10 a 20% do seu peso, representando uma influência de 80 a 95% na sua resistência [37].



Fig. 4.18 - Presença de fungos [33].

Dos insectos do ciclo larvar mais comuns, destacam-se os Anóbios (caruncho) e os Cerambicídeos (caruncho grande) (Fig. 4.19), os seus ataques são facilmente identificáveis pelo serrim produzido [33]. Estes insectos atacam preferencialmente o borne da madeira, no entanto o primeiro grupo de insectos tem preferência por madeiras com um elevado teor em humidade. Os ataques por parte do caruncho grande são preocupantes para a segurança estrutural dos elementos, visto que podem escavar galerias com diâmetros de cerca de 1 cm [36].



Fig. 4.19 - Presença de caruncho [33].

Por último há a referir o ataque de insectos sociais, térmitas (Fig. 4.20). Uma característica deste tipo incursão consiste na abertura de galerias de espessura muito reduzida (1 a 2mm), paralelas à orientação das fibras longitudinais, deixando intactas secções entre as galerias e a capa exterior, o que faz com que só sejam detectados num estado avançado, na existência de deformações exageradas ou inclusivamente rotura do elemento estrutural [36].



Fig. 4.20 - Presença de térmitas [33].

4.4.3. DANOS CAUSADOS POR AGENTES ATMOSFÉRICOS

(**Nota:** Os agentes atmosféricos só se fazem sentir em estruturas expostas ao ambiente ou parcialmente, como é o caso das asnas de coberturas. No entanto escolheu-se este ponto para fazer a descrição das anomalias provocadas por estes agentes, conseguindo assim um encadeamento lógico das anomalias propícias às estruturas de madeira.)

A acção de agentes atmosféricos de degradação da madeira faz-se sentir principalmente pela radiação solar e acção da chuva, especialmente no que respeita aos ciclos de molhagem/secagem. A madeira tem uma grande variação dimensional em relação ao seu teor em água, sendo que a ocorrência de ciclos de molhagem/secagem provoca variações volumétricas, provocando tensões internas nas peças, e consequentemente a sua degradação – aparecimento de empenos e fendas, normalmente longitudinais [33]. A abertura de fendas permite a retenção da humidade, potenciando ataques de agentes bióticos (catalisados pela precária ventilação e variações de temperaturas [34]), levando ao envelhecimento da estrutura celular e a diminuição da resistência da estrutura de madeira [36].

A radiação solar afecta sobretudo a camada superficial da madeira, pela acção dos raios ultravioletas. A alteração da coloração superficial é um indício deste tipo de problema, passando de uma tonalidade amarela para uma acinzentada. A acção do sol provoca abertura de fendas na madeira, que possibilita o alojamento de humidade (na ocorrência de chuva) e consequente aceleração de ataques de agentes bióticos [38].

O teor de água na madeira é um parâmetro que influencia em muito as suas características, sendo que a resistência mecânica deste material varia na razão inversa do teor de água, o contrário já acontece com a variação dimensional que varia na mesma razão. O aparecimento de água em pavimentos de madeira devido à acção dos agentes atmosféricos acontece particularmente através da água da chuva, podendo também surgir a partir do terreno [33].

A presença de água nos pavimentos térreos pode dar-se por duas hipóteses: humedificação por ascensão de água por capilaridade através das paredes ou por contacto directo dos pavimentos com o terreno. A humidade de precipitação ocorre quando se dão infiltrações pelas coberturas, paredes ou janelas/portas, em especial quando os edifícios se encontram em mau estado de conservação, sendo as zonas das entregas do vigamento nas paredes as mais afectada [33].

4.4.4. DANOS DEVIDOS À MÁ CONCEPÇÃO/CONSTRUÇÃO E DEFICIENTES INTERVENÇÕES

Uma parte considerável dos danos em pavimentos surge logo na concepção do projecto e agravados por uma incorrecta construção, destacando-se o subdimensionando das secções para as cargas actuan-tes, os elevados espaçamentos entre vigas (Fig. 4.21), a falta de tarugamento, a má ligação entre soa-lho e vigamento, etc. A não consideração da fluência da madeira, em fase de projecto, leva a deforma-ções elevadas a médio/longo prazo [33].



Fig. 4.21 - Afastamento excessivo de vigas de pavimento [1].

Em construção mais humildes, verifica-se uma tendência para o aumento do espaçamento entre vigas e a redução da secção das vigas, com o objectivo de tornar a construção mais económica. Este tipo de práticas, aliadas ao abandono das técnicas construtivas correctas, vêm mais tarde a traduzir-se no deficiente comportamento das estruturas de madeira.

A realização de obras de alteração ao longo da vida dos edifícios é com alguma frequência a causa dos danos estruturais, particularmente devido à eliminação de elementos construtivos importantes, ao uso

de materiais que introduzem humidades de construção, ao aumento de cargas devido a mudanças de funcionalidade, etc. A remoção de elementos construtivos importantes, como paredes de tabique em construção tipo “gaiola”, poderá levar ao aparecimento de danos estruturais (elevadas deformações). Por outro lado o reforço com materiais de rigidez diferente da madeira, podem afectar o comportamento global da estrutura, e consequentemente originando danos [33].

Muitas das obras realizadas nos edifícios originam problemas relacionados com a humidade de construção (Fig. 4.22), sendo um dos casos mais frequentes as consequências da instalação de redes de águas e esgotos, aliada à construção de novas cozinhas e W.C., onde anteriormente existiam quartos. Neste tipo de intervenção, por vezes são executadas lajetas de betão sobre pavimentos de madeira, onde na maior parte dos casos não é colocada qualquer tipo de tela impermeável para protecção dos pavimentos de madeira da água de amassadura. Como explicado em 4.4.2 e 4.4.3, a humidificação das estruturas de madeira irá possibilitar ataques de agentes bióticos, onde as tábuas do soalho e do forro (caso exista) são as primeiras a serem afectadas devido à sua reduzida espessura. A ocorrência de roturas de canalizações (humidades) é também factor de importante degradação dos pavimentos [1].

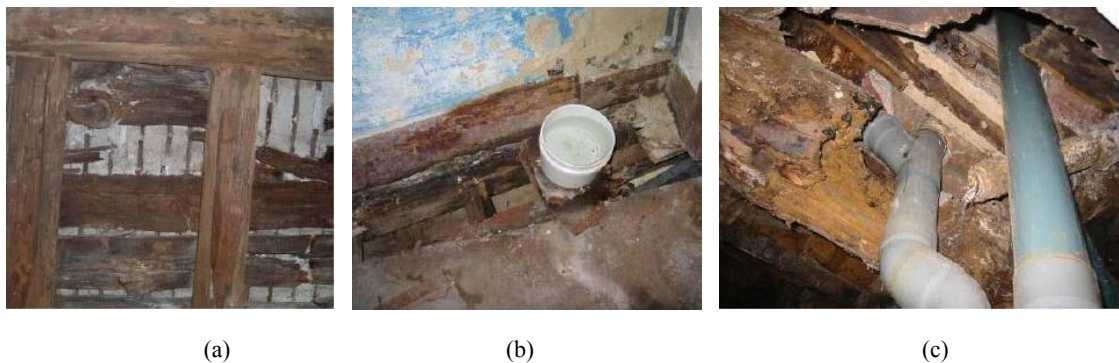


Fig. 4.22 - (a) degradação do pavimento devido à construção da lajeta de betão; (b) degradação do pavimento devido à rotura de canalizações [33].

Todas as causas mencionadas em 4.4.1 a 4.4.4 podem resumir-se ao seguinte encadeamento de efeitos nas estruturas de madeira: redução da secção útil das peças nas zonas das entregas nas paredes, ocorrência de deslocamentos verticais e rotações, acompanhados por uma pela redistribuição de esforços e ocorrência de vibrações acentuadas nos pavimentos [1].

4.5. ANOMALIAS EM COBERTURAS [1], [8]

(Nota: Neste ponto foi apenas feita uma apresentação generalizada das anomalias verificadas nas coberturas de madeira, pois em 4.4. *Anomalias em pavimentos* já houve uma descrição detalhada das causas de deterioração dos elementos de madeira.)

As coberturas de edifícios antigos pela exposição a que estão submetidas e dificuldade de acessibilidade são o elemento de construtivo que tem quadro patológico mais generalizado. É de salientar que por vezes os problemas apresentados são repercussões das más decisões tidas em fase de projecto, como é o caso de estruturas com secções insuficientes aliado ao desconhecimento do comportamento estrutural da madeira.

Este tipo de estrutura é exposto regularmente a agentes climáticos que influenciam o seu comportamento e alteram por completo a sua longevidade, quando não submetidas a intervenções regulares de manutenção. A acção da água da chuva, variações de temperaturas, vento, etc., são factores que impulsionam a degradação das asnas de madeira, a este fato acresce ainda que por vezes era feita uma deficiente selecção da madeira e má protecção contra os agentes agressores mais comuns – fungos e insectos.

A boa ou má permeabilidade das coberturas à água da chuva pode ser a causa da aparição de todos os outros problemas, pois inicia-se um “comboio” de anomalias. As infiltrações podem ocorrer em duas zonas distintas, zona corrente por problemas no revestimento e/ou por problemas na rede de drenagem pluvial. Os efeitos de fluência podem ser suficientes para provocar deformações excessivas nas coberturas, originando problemas na estanquidade do material de revestimento (telha). Então, a água da chuva batida pelo vento encontra um percurso mais facilitado acabando por se infiltrar e humidificar os elementos de madeira. Com a repetitividade da infiltração da água começam a surgir as anomalias provocadas pelos agentes bióticos, quando estes encontram as condições ideais para a sua propagação, juntando ainda as anomalias provocadas pelos agentes atmosféricos (os problemas deste agentes já abordados em 4.4. *Anomalias em pavimentos*).

Uma anomalia que merece destaque é o problema no equilíbrio estático na asna de madeira. Quando a deterioração do material atinge a ligação nos apoios entre as barras da linha e das pernas, e em último caso a rotura da ligação, há a perda do efeito de asna, passando as pernas a transmitir impulsos horizontais aos apoios (paredes) devidos ao peso da cobertura (Fig. 4.23). As consequências destes impulsos nas paredes já foram abordadas anteriormente em 4.3 *Anomalias em paredes resistentes*.



Fig. 4.23 - Rotura de apoio de asna na parede [1].

Por último, mas não menos importante, são os problemas na rede de drenagem de águas pluviais. Quando há um mau funcionamento deste sistema implica a permanência de água onde esta não é desejada, e com consequente humedificação de elementos de madeira. O mau funcionamento deve-se essencialmente a maus cuidados de manutenção, principalmente falta de limpeza das caleiras e tubos de queda que levam a entupimentos.

4.6. ANOMALIAS EM PAREDES DE COMPARTIMENTAÇÃO [1], [8]

Este tipo de paredes não desempenha a função estrutural mais relevante na estrutura de edifício, no entanto, como já foi referido anteriormente, são aproveitadas como elementos de travamento de edifícios antigos.

Porém com as anomalias ocorridas noutros elementos estruturais do edifício, como o assentamento de fundações, deformação dos pavimentos, etc., há um rearranjo estrutural do edifício. Um caso notório desta alteração consiste em paredes que no início da construção dos edifícios eram simplesmente de compartimentação, passarem a receber cargas verticais devido a deformações dos pisos. Assim, este tipo de paredes passa a ter um papel importante na “segurança” estrutural dos edifícios, a partir do instante que estas passam a receber cargas, as anomalias que surjam nestas “novas paredes de apoio” fazer-se-ão sentir noutros elementos estruturais.

Evidentemente que estas paredes, cuja constituição as limita muito quanto à capacidade de carga, passaram a estar sujeitas a um conjunto de anomalias características de paredes estruturais esbeltas e deformáveis. Podem salientar-se os abaulamentos – associados à instabilidade por encurvadura – correntes em tabiques de madeira, e os esmagamentos, destacáveis através da ocorrência de fendas características da compressão excessiva ou de empolamentos dos rebocos. Há situações em que pela ignorância de quem faz as intervenções, carregam-se paredes de compartimentação, quando estas não estão preparadas para receber elevadas cargas que se verificam em algumas situações.

O envelhecimento dos materiais e a falta de manutenção são outras causas de anomalias adicionando os efeitos com a presença de humidades. No entanto como se tratam de paredes interiores, este problema não ganha grande dimensão, destacando-se apenas as zonas de ligação de paredes de compartimentação com paredes de fachada onde é propício o contacto com humidades, ou quando há a passagem de condutas de água ou esgotos. Este tipo de paredes na presença de humidades tornam-se bastantes sensíveis, devido à reduzida dimensão dos seus elementos construtivos (tábuas de madeira ao alto e fasquiado – paredes de tabique), permitindo uma considerável aceleração do processo de degradação.

(Nota: Salienta-se mais uma vez que os processos de degradação da madeira não são aqui abordados, não foram aqui abordados visto já terem sido bem explicados em partes anteriores do trabalho.)

CASO DE ESTUDO –

LEVANTAMENTO E DIAGNÓSTICO

Como foi referido no *Capítulo 1 - Introdução*, este trabalho incide sobre o estudo de um edifício situado na cidade do Porto, mais precisamente na Rua Miguel Bombarda. Esta rua tem início na Rua de Cedofeita, na freguesia com o mesmo nome, e termina na Rua da Boa Nova, em Massarelos, tendo um comprimento total de 650 m (Fig. 5.1).

Neste capítulo será feito o levantamento e diagnóstico das anomalias observadas no edifício, recorrendo como procedimento suplementar de diagnóstico, à modelação numérica do edifício para indagação das possíveis causas apontadas para as anomalias observadas durante as inspecções.



Fig. 5.1 - Localização do edifício assinalado – A.

passa a receber novas edificações. Mais tarde com a implantação da república em 1910, a rua passa a ser designada como é conhecida actualmente, em homenagem a Miguel Bombarda [39].

Nos dias que correm, a Rua Miguel Bombarda é uma das artérias da cultura dos novos tempos, reunindo algumas dezenas de galerias de arte, que no primeiro sábado de cada mês inauguram em simultâneo as suas exposições, atraindo, deste modo, vários apreciadores de arte, investigadores, artistas, etc. A rua conta também com restaurantes, livrarias e várias lojas de mobiliário “*retro-cool*” de decoração alternativa, design, música, etc. [39].

5.2. CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO – LEVANTAMENTO GEOMÉTRICO E DE MATERIAIS

Devido à falta de plantas originais houve a necessidade de proceder ao levantamento geométrico do edifício; em anexo (A.2) a este trabalho são apresentadas as plantas de cada piso e esquemas estruturais do pavimento e da cobertura.

O edifício em estudo consiste numa moradia de três frentes com cave, rés-do-chão e andar (Fig. 5.2). Embora não tendo sido encontrados registos quanto à sua data de construção, presume-se tratar-se de uma edificação do início do século XX, muito possivelmente ainda da primeira década. Pelo anexo (A.2) é possível verificar que a implantação do edifício não é regular, apresentando uma forma aproximadamente trapezoidal. A moradia tem 6,20 m de frente e 9,50 m de profundidade, sendo a sua área de implantação de 80 m²; a área total de construção é de 240 m² (80 m² por piso). O pé-direito de cada piso é de 3,5 m, à excepção da cave que tem 4 m de altura útil.

A fachada principal está virada a Norte encontra-se à face da Rua Miguel Bombarda; esta, pela sua arquitectura, é considerada de interesse municipal. Por isso, qualquer intervenção de reabilitação que este edifício sofra não poderá alterar a arquitectura da fachada.



Fig. 5.2 – (a) fachada Principal; (b) perspectiva.

A Este, a moradia faz paredes meias com um prédio, enquanto no lado Oeste apenas tem um passeio de acesso, de veículos e pessoas, às traseiras do lote (Fig. 5.2 (b)). A Oeste do caminho de acesso às traseiras existe um prédio de construção bastante recente (finais do século XX início do XXI), onde outrora fora um terreno baldio. Por observação no local, verificou-se que o prédio a Este da moradia em estudo, remonta a sua construção aos anos 50/60 do século XX. Nas traseiras do edifício existe um parque de estacionamento, onde outrora existiu uma fábrica. Por observação no local, também foi possível constatar que no passado na parte traseira da moradia funcionou uma outra fábrica de materiais de gesso, dando indícios que antigamente existira naquele local, um pequeno complexo industrial.

O acesso à cave faz-se apenas pelo exterior do edifício, não havendo qualquer ligação entre esta e os restantes andares. Por observação deste piso destacam-se os seguintes aspectos:

- Pavimento em terra, não havendo indícios de ter havido algum tipo de pavimento;
- Existência de uma fossa céptica logo à entrada da cave (Fig. 5.3 (a));
- Inexistência de qualquer compartimentação;
- Existência de uma abertura para uma mina de água sob a Rua Miguel Bombarda, na parte enterrada da parede da fachada principal (Fig. 5.3 (b) e (c));
- Paredes em alvenaria de pedra de granito;
- Tecto com acesso visual directo da estrutura do pavimento do rés-do-chão e das escadas de acesso ao 1º andar (Fig. 5.3 (d)).



Fig. 5.3 - (a) fossa séptica; (b) entrada para a mina; (c) mina; (d) estrutura da escada e do pavimento; (e) acesso à cave.

O rés-do-chão é ocupado por um estabelecimento comercial; neste piso existem duas compartimentações principais: zona comercial (Loja) e a zona de arrumos (Arrecadação), como se pode ver nas plantas em (A.2). Também se observa a existência de um apêndice nas traseiras do edifício que serve como estrutura do W.C. Este apêndice cresce em altura desde a cave. Foi possível constatar que a zona comercial sofreu obras de remodelação, nomeadamente aplicação de um tecto falso, tipo “*pladur*”, de capeamento das paredes com o mesmo material e a colocação de um novo soalho por cima do antigo, impossibilitando a visualização das condições do tecto, paredes e pavimento originais nesta divisão.

O 1º andar da moradia é destinado à habitação, e o acesso a este é feito por uma entrada situada no lado Oeste da moradia a uma cota um pouco inferior à do rés-do-chão, que por sua vez dá acesso às escadas que sobem até o piso mais elevado deste edifício. Como se pode ver nas plantas em (A.2), este piso está dividido em dois quartos, uma sala de jantar, uma cozinha, uma dispensa, um espaço de sala-hall e o apêndice referido anteriormente onde se situa o W.C. Durante as visitas ao local verificou-se que este piso tinha sofrido obras de restauro, nomeadamente aplicação de um tecto falso, tipo “*pladur*”, e colocação de um piso flutuante em madeira, que impossibilitou a verificação das condições do tecto e pavimento original deste piso.

No que respeita à cobertura do edifício, não foi possível aceder a este espaço. No entanto, por observação de imagens por satélite foi possível ver a sua organização geométrica (Fig. 5.4).

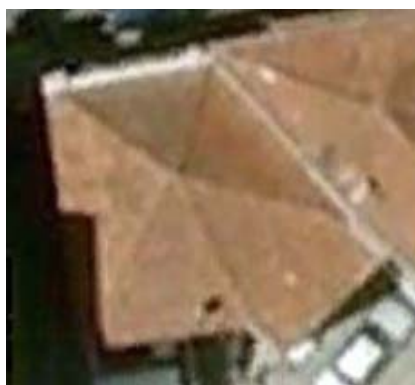


Fig. 5.4 - Imagem do telhado.

5.2.1. ESTRUTURA E FUNDAÇÕES

Durante as visitas ao local e após alguma ponderação, foi possível chegar a algumas conclusões sobre a estrutura resistente da alvenaria e das fundações. Por observação das paredes da cave que não têm qualquer tipo de revestimento (reboco), verificou-se que estas eram possivelmente de pano simples e em pedra – granito. Em relação à espessura das paredes da cave, procedeu-se à sua medição, obtendo-se as seguintes espessuras: 0,47 m nas paredes R1, R4 e RS (A.2) e 0,67 m nas paredes R2, R3 e R5 (A.2). Como se pode ver em (A.2), as paredes que recebem o vigamento secundário do pavimento do rés-do-chão apresentam uma maior espessura face às restantes, facto que serve para proporcionar uma boa entrega do vigamento secundário.

Em relação às fundações do edifício não houve execução de sondagem que permitissem a sua inspecção, mas pressupõe-se que estas sejam apenas um prolongamento das paredes até uma cota inferior à do pavimento. Na melhor das hipóteses existirá um alargamento da espessura da parede para a criação de uma maior área de contacto, reduzindo, assim, as tensões transmitidas ao terreno.

No rés-do-chão foi possível medir a espessura de todas as paredes. Verificou-se que neste piso todas as paredes tinham uma espessura de 0,35 m, indo um pouco ao encontro da ideia apresentada na secção 3.3 onde se refere a redução da espessura das paredes com a altura. Analogamente ao que aconteceu na cave, estas também são de pano simples. Também se verificou que neste piso muitas das janelas que existiam no início de vida do edifício, estavam agora colmatadas por alvenaria não resistente. Na fachada principal deste piso observou-se a existência de elementos de betão decorativos, alguns possivelmente com características resistentes, nomeadamente os pilares semi-circulares que ladeiam as janelas e as portas (Fig. 5.2 (a)).

No 1º andar foi possível medir, directa ou indirectamente a espessura das paredes, destacando-se as seguintes características:

- Parede da fachada com uma espessura de 0,35 m;
- Paredes laterais que recebem os vigamentos com uma espessura de 0,30 m;
- Parede traseira, apenas com 0,25 m de espessura.

Estas dimensões foram possíveis de ser medidas nas ombreiras das janelas, no caso das paredes lateral e de fachada; nas traseiras foi por medição indirecta na zona de transição entre o rés-do-chão e o 1º piso (Fig. 5.5 (b)).



Fig. 5.5 - (a) zona de transição da parede entre a cave e o rés-do-chão; (b) zona de transição da parede entre o rés-do-chão e o 1º andar.

Salienta-se um pormenor bastante interessante que ocorreu durante as visitas ao edifício. Ao longo das inspecções realizadas ao edifício surgiu a dúvida quanto à constituição das paredes de alvenaria acima da cota da rua (rés-do-chão e 1º andar). Levantou-se esta dúvida, pela observação do apêndice traseiro, em que se constatou ser em alvenaria de tijolo (Fig. 5.6). Assim sendo, procedeu-se à execução de sondagens, com a finalidade de esclarecer este ponto, tendo-se deparado com um tipo de alvenaria pouco usual ou mesmo raro na cidade do Porto (segundo técnicos mais experientes) – tijolos de argamassa, idênticos aos de barro.

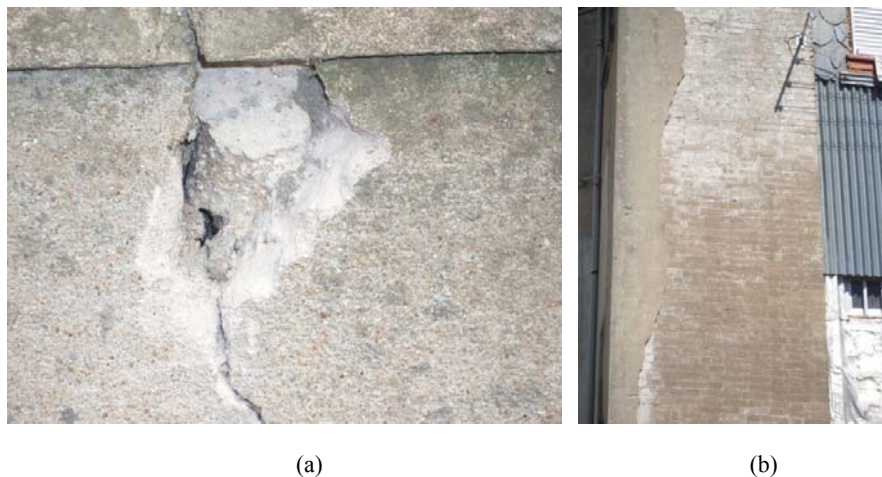


Fig. 5.6 – (a) pormenor da abertura feita numa parede resistente; (b) parede do apêndice traseiro, constituído em tijolos de argamassa.

5.2.2. ESTRUTURA DOS PAVIMENTOS

Como já foi referido, apenas houve acesso visual à estrutura que suporta o pavimento do rés-do-chão (Fig. 5.7). Verificou-se que o vigamento que suporta o soalho está disposto de forma paralela à fachada principal do edifício, com um espaçamento de 0,50 m e uma secção transversal de $0,22 \times 0,07 \text{ m}^2$. Como se pode ver na planta da estrutura do pavimento (A.3), verifica-se que este, para além de assentar nas paredes R2, R3 e R5, também assenta numa viga principal (VP0), que por sua vez assenta na parede de alvenaria secundária (RS) e na parede traseira (R4). Um pormenor interessante com o qual se deparou durante as visitas de inspecção, foi a existência de uma “camisa” de chapa na entrega do vigamento à parede da fachada lateral, para uma possível protecção contra a acção da água (?) (Fig. 5.8).



Fig. 5.7 - (a) vigamento, viga principal e parede secundária de alvenaria; (b) zona de entrega do vigamento.



Fig. 5.8 – Pormenor da entrega do vigamento, com a camisa de chapa.

Foi também possível observar a da escada que dá acesso ao 1º andar. Esta é constituída por um pátio e dois lanços. O primeiro lanço faz a transição entre a porta de acesso ao primeiro andar situada na lateral Oeste do edifício, a uma cota um pouco inferior à do rés-do-chão e a cota deste mesmo piso, onde outrora existiu uma ligação entre o compartimento da actual loja e o hall as escadas. O segundo lanço completa a ligação entre a cota do rés-do-chão e o 1º piso, terminando no hall perto da entrada da cozinha e do W.C. (Fig. 5.9)



Fig. 5.9 - (a) primeiro lanço de escadas; (b) arranque do segundo lanço de escadas.

Devido à impossibilidade de acesso visual à estrutura que suporta o pavimento do 1º andar, houve a necessidade de conjecturar uma solução plausível para esta. Em diálogo com o Eng.º Tiago Ilharco Dias, especialista na área das estruturas de madeira, montaram-se três casos possíveis, durante todo o processo de “concepção” do possível esquema estrutural:

- Em primeiro lugar pensou-se que o vigamento do 1º piso poderia estar numa orientação perpendicular ao do rés-do-chão para um melhor travamento do edifício, hipótese que foi descartada imediatamente, pois na zona de arrumos da loja o tecto ainda é o original (não foi execu-

tado nenhum texto falso), não havendo indícios da existência de uma viga principal com a mesma secção da que se observou no piso do rés-do-chão. A possibilidade de vigamentos da fachada da frente à parede posterior é praticamente impossível devido ao vão em questão, 9,5 m;

- Um segundo cenário que surgiu (A.3), foi a possibilidade do vigamento do 1º andar ter a mesma orientação do rés-do-chão e com uma viga principal (VP1) paralela à VP0 do piso inferior. No entanto também se verificou a necessidade de abandonar esta hipótese; devido à existência das escadas a VP1 não poderia estar no mesmo alinhamento vertical de VP0, sendo necessário deslocá-la para uma zona fora da intersecção da escada. Durante o processo de procura do possível local da VP1, achou-se que o alinhamento 1, assinalado em A.3, era o mais plausível. No entanto, ao fazer a compatibilidade da entrega na fachada principal verificou-se que VP1 estaria a descarregar parte da carga recebida numa zona entre uma das janelas e a porta, existente no rés-do-chão (zona com uma largura reduzida, 0,53 m). Devido a este facto e ao comprimento do vão a vencer, 9,5 m, pôs-se de parte esta hipótese;
- Por fim, conjecturou-se um terceiro cenário (A.3). O vigamento do 1º andar assentar directamente na parede de compartimentação (C0) existente na separação da loja da arrecadação, no rés-do-chão (A.2). É certo que não é usual verificar-se este cenário, mas este ainda ocorre com alguma regularidade. A parede C0 encontra-se no mesmo alinhamento vertical de VP0 e, sendo assim, o vigamento do 1º andar teria uma configuração idêntica ao do rés-do-chão (como se verá mais à frente esta hipótese, vai ao encontro de algumas das anomalias verificadas no pavimento do 1º piso).

5.2.3 COBERTURA

Como referido anteriormente, também não houve a possibilidade de aceder à cobertura e, consequentemente, não foi possível visualizar a sua estrutura. Pela observação de imagens de satélite (Fig. 5.4) e com o auxílio do Eng.º Tiago Ilharco Dias, foi possível conjecturar uma solução estrutural válida para a cobertura.

Em (A.4) é apresentada a solução estrutural da cobertura mais plausível e que consiste na existência de uma asna completa no alinhamento 1, e de cinco meias asnas nos alinhamentos 2, 3, 4, 5 e 6. A asna existente em 1 vence um vão de 8 m (aproximadamente), pela dimensão deste foi considerado que a asna seria composta e as meias asnas seriam metade da completa, mantendo o mesmo esquema estrutural. Em relação às secções dos barrote, foram consideradas as mesmas que foram utilizadas no vigamento dos pavimentos $0,07 \times 0,22 \text{ m}^2$, tanto nas pernas, linhas e escoras, como nos pendurais ou madres.

5.3. LEVANTAMENTO E DIAGNÓSTICO

Em conversação com os proprietários do prédio durante as visitas realizadas entre os meses de Março e Abril de 2010, obteve-se a informação que “A Câmara do Porto efectuava limpezas anuais na mina até ao 25 de Abril de 1974. Após esta data não tornou a efectuar qualquer limpeza.”. A partir desta informação procedeu-se à pesquisa sobre o ponto de origem da mina.

Em contacto com as Águas do Porto EM, com a finalidade de consultar as plantas dos subterrâneos existentes na zona do edifício em estudo, fomos informados que no arruamento da moradia não existia qualquer registo de passagem de água subterrânea. Porém, em conversa com um funcionário, este for-

neceu a informação sobre “a possível existência de uma mina particular, não havendo qualquer registo desta”. Posta esta situação, e dada a necessidade de progredir no trabalho, abandonou-se a pesquisa de informação sobre a mina (mais à frente neste trabalho serão apresentadas medidas para as águas originárias da mina).

Durante as mesmas visitas foi possível observar que a anomalia que mais se destacava era a elevada deformação dos pavimentos, principalmente no do 1º piso, visto que o do rés-do-chão fora corrigido com a colocação de uma segunda camada de soalho (mesmo com esta correcção já é notória alguma deformação com uma porta a “raspar” no pavimento). Também foi notória a existência de fendilhação bastante acentuada na fachada principal, nomeadamente perto da parede cega que faz a separação com o edifício vizinho.

No que respeita às fundações do edifício não se procedeu à execução de sondagens na proximidade das paredes da cave para verificar o seu estado. Achou-se desnecessária esta intervenção, pois por observação directa, verificou-se que estas não apresentavam sintomas de possíveis problemas nas fundações; constatou-se também que não havia indícios de deslocamentos verticais na ligação entre o passeio do arruamento e a fachada principal.

Para facilitar a compreensão do comportamento do edifício, procedeu-se a um levantamento tridimensional da fissuração observada no edifício. Este processo consistiu na construção de um modelo 3D em CAD, com posterior rebatimento dos planos das paredes, onde foi feito o decalque das fissuras observadas (A.5-7).

Houve então uma classificação dos danos registados, agrupando-os da seguinte forma:

- D1 – Fissuração nas paredes de alvenaria;
- D2 – Degradação das estruturas de madeira: pavimento do rés-do-chão e 1º andar;
- D3 – Degradação das paredes de compartimentação: inclinação das padieiras das portas, destacamento de reboco, fissuração e descolamento das paredes resistentes.

Estes danos, D1 a D3, são analisados detalhadamente nos mapas de danos que se seguem, onde para além de uma descrição pormenorizada, identificam-se as causas que lhe deram origem e incluem-se elementos fotográficos efectuados no local.

5.3.1 MAPAS DE DANOS

5.3.1.1. D1 – Fissuração nas paredes de alvenaria

Localização dos danos:

Cave – parede encostada ao edifício vizinho, fachada principal, lateral e traseira.

Descrição:

Existência de fendas nas paredes exteriores, em particular junto às aberturas de janelas e portas, destacando-se uma orientação predominante da fissuração na fachada principal, na zona de contacto com o prédio vizinho (Fig. 5.10 (a)). Pelo anexo (A.5) é possível constatar a existência de uma fissura na parede encostada à do edifício vizinho, na cave da moradia em estudo. No (A.6) e (A.7) destaca-se a existência de duas fissuras na parede virada a Oeste.

O tipo de fissuração verificada, à excepção da parede da cave, põe em causa a estanquidade das paredes, podendo vir a originar problemas de infiltração de água e, consequentemente, problemas nas entregas do vigamento de madeira (propiciando as devidas anomalias das estruturas de madeira).

As aberturas localizadas nas paredes, sendo pontos de concentração de tensões, são geralmente as primeiras zonas a sofrer danos visíveis.

Causas:

A orientação da fissuração verificada na fachada principal, denota que houve um assentamento no prédio vizinho, que consequentemente “arrastou” parte da estrutura da moradia em estudo. Atribui-se a esta anomalia esta causa, pois as paredes de ambos os edifícios estão solidarizadas (não há uma junta de separação entre os dois edifícios, como boa norma de construção). Como o prédio vizinho tem um maior número de andares, conduz a maiores valores de carga transmitidas ao solo, e consequentemente maiores assentamentos das fundações.

Nas paredes da cave não são visíveis fendas importantes, à excepção da registada na parede encostada ao edifício vizinho (A.5) (Fig. 5.11). Esta fissura indica a possível ocorrência de um assentamento no cunhal traseiro desta parede, muito provavelmente originado, mais uma vez, pela ligação sólida entre as paredes dos dois edifícios.

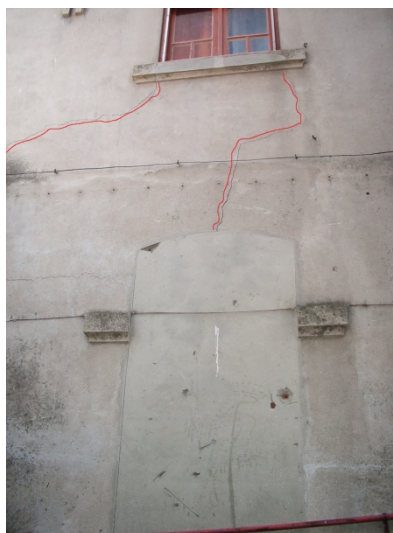
No alçado virado a Oeste destaca-se a existência de duas fissuras acentuadas. Uma delas (Fig. 5.10 (b)) devida à presença de aberturas na parede e que resulta do apoio estrutural do pavimento do 1º piso nesta parede. A outra fissura não apresenta nenhum padrão de fissuração plausível que indicie uma anomalia tipo, podendo ser originária de alguma deficiência no processo construtivo da parede.

A possibilidade de terem ocorrido assentamentos diferenciais importantes devido a movimentos na fundação resultante da acção da moradia em estudo foi posta de parte, pois não há indícios que conduzam a este cenário.

Registo fotográfico:



(a)



(b)

Fig. 5.10 - (a) fissuras na fachada principal; (b) fissuras na fachada Oeste.



Fig. 5.11 – Fissuras na parede cega da cave.

5.3.1.2. D2 – Degradação das estruturas de madeira: pavimento do rés-do-chão e 1º andar

Localização dos danos:

Pavimento do rés-do-chão e 1º andar.

Descrição:

Deformação bastante acentuada na viga principal (VP0) da estrutura do pavimento do rés-do-chão (Fig. 5.12 e Fig. 5.13), degradação de algumas vigas secundárias, nomeadamente nas zonas de entrega e zonas de passagem de condutas de água (Fig. 5.15).

No 1º andar também se observa a existência de deformação muito acentuada do pavimento, tanto na orientação do vigamento como na perpendicular a este (A. 7) (Fig. 5.16).

Verificou-se também a existência de fissuras em todo o perímetro do tecto falso do 1º andar com as paredes de alvenaria, indiciando um descolamento do tecto relacionado com problemas estruturais do pavimento do 1º piso (Fig. 5.18 e Fig. 5.19).

Causas:

Verificou-se a existência de um caminho de térmicas – agentes bióticos – na parede secundária de alvenaria de pedra na direcção da entrega da viga VP0 (Fig. 5.14 (e)). O ataque por este tipo de agente conduz à redução da secção transversal da viga principal VP0 e o seu consequente mau funcionamento estrutural – elevada deformação. Nesta mesma viga verificou-se a existência de fendas longitudinais, um pouco por toda a peça (as mais gravosas verificaram-se junto ao apoio) (Fig. 5.12 (a) e Fig. 5.13 (b)), condicionando o seu comportamento estrutural – elevada deformação (Fig. 5.12 (b) e Fig. 5.13 (a)). Também foi possível verificar que o vigamento secundário apresentava ataque de caruncho – agentes bióticos – com consequentemente redução da secção transversal, o que implica a perda de resistência – deficiente comportamento estrutural. A presença de água também conduz a efeitos na degradação da estrutura de madeira, nomeadamente na zona de passagem de canalizações (Fig. 5.15 (b)) e na entrega das vigas (Fig. 5.15 (a)).

Em relação à elevada deformação do pavimento do 1º andar, esta pode resultar de um efeito em cadeia. Como foi anteriormente referido, a parede de tabique existente na compartimentação entre a

loja e a arrecadação (C0) recebe o vigamento da estrutura do pavimento do 1º piso. Por este facto, com a deformação do pavimento do rés-do-chão, a parede de tabique acaba por “puxar” a estrutura do pavimento do 1º piso. Após isto adicionam-se ainda os fenómenos de fluência dos materiais.

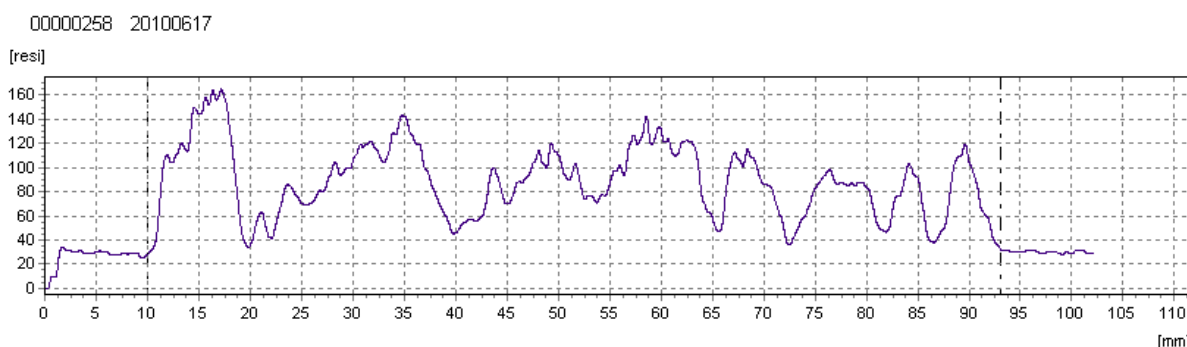
Pelas causas enumeradas, verifica-se que a viga VP0, recebe directamente a carga do pavimento do rés-do-chão, e de forma indirecta (através da parede de tabique) a carga do pavimento do 1º andar, podendo esta estar subdimensionada para este nível de carga.

Ensaio realizado:

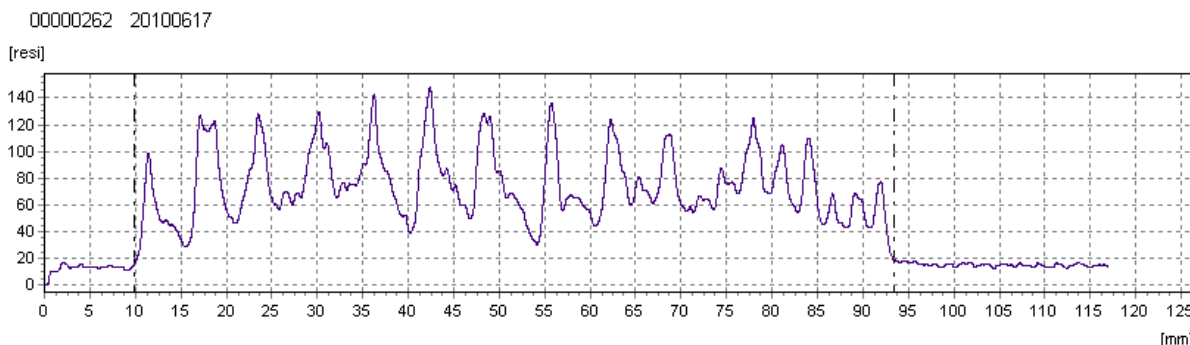
Na sequência das inspecções realizadas, e tendo em consideração o estado do vigamento, procedeu-se à execução do ensaio pelo *Registograph* no vigamento do pavimento do rés-do-chão, tanto no secundário como na VP0.

Este ensaio consiste na penetração de uma agulha na peça de madeira a uma rotação constante. Durante o processo de furação, o *Registograph* faz a conversão do valor da resistência mecânica em valor numérico, permitindo averiguar o estado da peça de madeira, bem como avaliar de forma qualitativa a resistência da madeira.

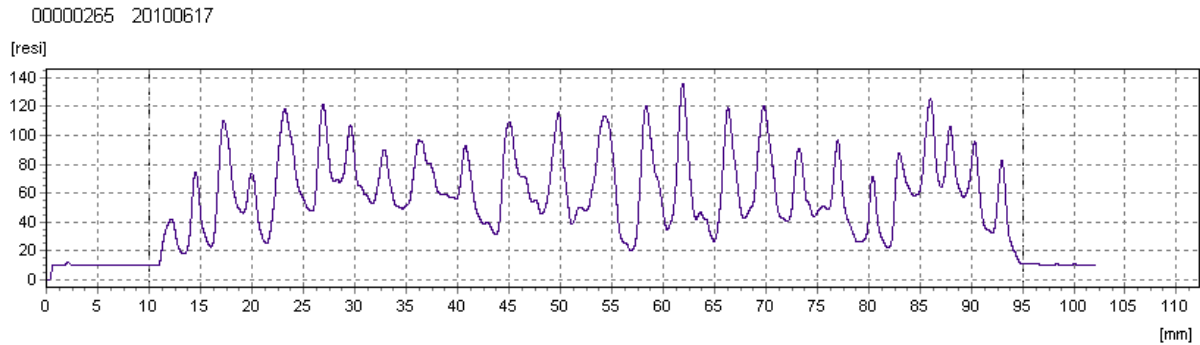
Dos ensaios realizados, destacam-se os seguintes gráficos:



Gráf. 5.1 - Ensaio 1 - E1.



Gráf. 5.2 - Ensaio - E4.



Gráf. 5.3 - Ensaio 7 - E7.

Os gráficos representados correspondem a ensaios realizados no vigamento secundário, como se pode ver em (A.2). Estes três gráficos apresentam um padrão muito semelhante, destacando as reduzidas resistências verificadas (perto de 20) em vários pontos da secção transversal da peça analisada. Este valor é representativo do avanço da agulha no vazio, o que indicia que as vigas destes ensaios podem estar com um eventual ataque de térmitas (degradação do interior da peça – descrito na secção 4.4.).

Nos gráficos dos restantes ensaios verificaram-se valores de possíveis degradações pontuais (interiores ou superficiais). No entanto, não tão preocupantes como as referidas anteriormente, apresentando um padrão mais homogêneo. (Em anexo a este trabalho são apresentados todos os gráficos dos ensaios realizados.)

Em relação ao ensaio da VP0 (em anexo) este apresentou um padrão bastante homogêneo, não dando indícios de ataques de agentes bióticos.

O aparecimento das fissuras em todo o perímetro do tecto falso pode ter como origem a deformação da estrutura do pavimento do 1º andar, com o consequente “arrastamento” das paredes de compartimentação, acabando por o tecto falso, que se encontra fixado no tecto primitivo (que por sua vez se encontra fixado à cobertura), desligar-se das paredes, dando origem à fissuração observada.

Registo fotográfico:



Fig. 5.12 - (a) fenda na VP0 junto ao apoio; (b) deformação da VP0.



Fig. 5.13 – (a) deformação na VP0; (b) fendas a meio vão da VPO e ataque de caruncho.



Fig. 5.14 - Caminho de térmitas.



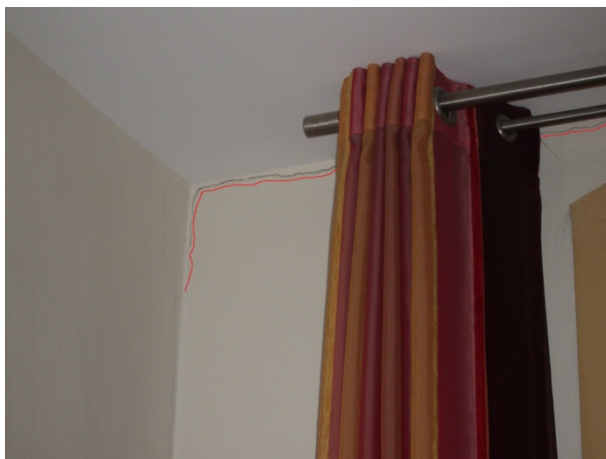
Fig. 5.15 – (a) degradação de entrega de vigamento; (b) degradação devido à passagem de condutas de água



Fig. 5.16 - Deformação do pavimento do 1º piso, zona do hall das escadas.



Fig. 5.17 - Execução de ensaio com *Registograph* por técnico especializado.



(a)



(b)

Fig. 5.18 - Descolamentos verificados em vários compartimentos do 1º andar: (a) quarto A; (b) sala de jantar.



Fig. 5.19 - Descolamentos verificados em vários compartimentos do 1º andar: quarto B.

5.3.1.3. D3 – Degradação das paredes de compartimentação: inclinação das padieiras das portas, destacamento de reboco, fissuração e descolamento das paredes resistentes

Localização dos danos:

Parede de compartimentação do rés-do-chão e do 1º andar.

Descrição:

Na arrecadação do rés-do-chão foi possível observar um desnível da padieira original da porta que faz a ligação entre o compartimento da loja e da arrecadação (Fig. 5.20 (a)). Nesta mesma divisão verificou-se o descolamento do reboco interior na zona de contacto com as escadas que conduzem ao 1º andar da moradia (Fig. 5.20 (b)). Também se verificou a existência de decolamento do reboco interior na zona de acesso ao 1º piso, na proximidade da porta de entrada deste andar (Fig. 5.20 (c)).

Verificou-se a existência de fissuração na parede de compartimentação da cozinha (Fig. 5.20 (d)), com inclinação de 45 graus (aproximadamente). Por todo o 1º andar foi visível a existência de fissuras verticais na zona de contacto das paredes de compartimentação com as resistentes do contorno do edifício, indiciando um descolamento das paredes de compartimentação (Fig. 5.20 (e)).

Causas:

O desnível da padieira da porta é consonante com a deformação verificada no pavimento do rés-do-chão. Atribuí-se desta forma à deformação do pavimento a causa da anomalia observada na padieira. No que respeita ao destacamento do reboco (Fig. 5.20 (b)), este é originado pela concentração de tensões devido ao deslocamento vertical da escada provocado pela deformação do pavimento do 1º andar, originando deste modo uma concentração de tensões no ponto de contacto escada-parede e, consequentemente, a fissuração e descolamento do reboco.

O padrão de fissuração, inclinada a 45 graus, verificado nas paredes de compartimentação na cozinha indica que esta anomalia tem como origem a deformação do pavimento do 1º piso. A mesma causa é pontada para a fissuração vertical observada na zona de contacto das paredes de compartimentação com as resistentes. Com a deformação do pavimento há um descolamento das paredes de tabique e consequente fissuração (Fig. 5.20 (e)).

Registo fotográfico:

Fig. 5.20 - (a) desnível da padieira da porta de acesso aos arrecadação; (b) destacamento do reboco na zona de contacto da escada de acesso ao 1º piso com a parede de compartimentação na arrecadação; (c) destacamento do reboco na por cima da porta de acesso ao 1º andar; (d) fissuração da parede de compartimentação da cozinha; (e) fissuração vertical na ligação da parede de compartimentação à resistente.

5.4. MODELAÇÃO ESTRUTURAL

A modelação numérica de edifícios é uma das ferramentas auxiliares de diagnóstico das estruturas, pois através deste instrumento é possível averiguar a veracidade das causas mencionadas para as anomalias registadas durante as inspecções aos edifícios. Na verificação da possível origem das anomalias observadas, recorre-se à simulação das causas mais prováveis e das condições *in situ* do edifício. A restrição de deslocamentos, a aplicação de cargas, a imposição de assentamentos, etc, são possíveis formas de retratar numericamente as condições em que os edifícios se encontram. No entanto, não passam apenas de simples aproximações à realidade.

Uma outra finalidade da utilização de modelos de cálculo em intervenções é a de confirmar a adequabilidade de medidas correctivas seleccionadas, conforme os problemas estruturais detectados, verificando, assim, o possível sucesso estrutural das medidas projectadas.

A construção de modelos numéricos é conseguida com base nas informações obtidas através de documentação histórica e avaliação da estrutura e das propriedades do edifício em estudo (características dos materiais). Após esta avaliação, o modelo é utilizado no estudo do desempenho estrutural da construção no estado em que ela se encontra (sem aplicação de medidas de reforço). Após análise do estado do edifício, são introduzidas no modelo as medidas correctivas até se atingirem resultados próximos dos desejáveis.

Para construções recentes a verificação de segurança é feita a partir da análise estrutural de modelos em regime elástico, utilizando programas de cálculo automático comerciais. Neste tipo de análise procura-se confirmar se as deformações e os esforços máximos não excedem os valores admissíveis. Esta abordagem é utilizada na análise de estruturas de betão armado ou aço; ao pretender-se aplicá-la a edifícios antigos a reabilitar, em alvenaria e madeira, surgem várias dificuldades [8]:

- Não é fácil idealizar a estrutura em termos de elementos singulares correntes, vigas, pilares, cascas, pórticos;
- Não se conhece o historial completo de todas as alterações a que estes foram sujeitos;
- O estado de tensão resultante dessas alterações é difícil de avaliar;
- É difícil avaliar o comportamento da alvenaria, visto que não se trata de um material homogéneo, mas sim da junção de dois ou mais materiais (pedra/tijolo, argamassa, madeira, etc.).

Por outro lado, ainda há a problemática associada à aplicação da regulamentação, que todos os novos edifícios são obrigados a cumprir. Por vezes, a adequação da regulamentação às construções existentes é difícil e indesejável para a preservação de valores histórico-patrimoniais [8]. Em edifícios antigos, o projecto assume um vertente específica que tenta encontrar para cada caso a melhor solução possível. Por esta razão, não se deve aplicar de forma prosaica a legislação em vigor para projectos e obras de construções novas em construções existentes, devendo ser aplicadas e utilizadas de forma cuidada e com bom senso nestas situações.

5.4.1 MODELO

Num modelo de cálculo pretende-se reproduzir de maneira abstracta o comportamento da estrutura de um edifício, submetida a acções que podem ocorrer durante o seu período de vida, demonstrando a adequabilidade do seu desempenho.

Nos dias que correm, é possível recorrer a uma vasta gama de modelos para análise estrutural de edifícios antigos, desde os lineares da resistência de materiais, até aos dinâmicos não lineares, baseados em métodos dos elementos finitos. A natureza do modelo a seleccionar depende:

- Das características estruturais da construção e dos respectivos materiais;
- Das características da acção cujo efeito se pretende estudar;
- Do rigor de análise pretendido, dependendo da fase do projecto;
- Do tipo de verificação de segurança a efectuar.

Para além da avaliação da segurança para cargas permanentes, a modelação dos edifícios em alvenaria levanta alguns problemas específicos, nomeadamente no que respeita à verificação de segurança para acções sísmicas:

- Dificuldade em caracterizar devidamente as propriedades mecânicas dos materiais envolvidos;

- Tendência das construções de alvenaria para exibirem comportamentos frágeis, sendo incerto o grau de ductilidade com que se pode contar;
- Tendência destas construções para exibirem alguma degradação da rigidez e da resistência, quando sujeitos a acções cíclicas;
- Dificuldade em caracterizar as ligações entre os diversos elementos da estrutura.

A partir de todas as condicionantes referidas, facilmente se percebe a dificuldade que por vezes é sentida na tentativa de modelação rigorosa de alguns edifícios, pois para a determinação de certas características é necessário equipamento, por vezes de utilização bastante dispendiosa. Assim sendo, o grau de preciosismo do modelo irá depender do caso em estudo, tendo porem como ressalva que mesmo os modelos mais rigorosos podem muitas vezes conduzir a resultados falaciosos, já que os modelos de cálculo não passam de meras tentativas de aproximação da matemática à realidade.

Para o edifício em estudo, procedeu-se à sua modelação matemática, com o recurso ao programa comercial de cálculo automático SAP2000 – *Structural Analysis Program 2000*. Através desta modelação será possível averiguar a causa das anomalias verificadas em alguns dos pontos do edifício (fendilhação), bem como proceder à interpretação da deformação verificada nos pavimentos.

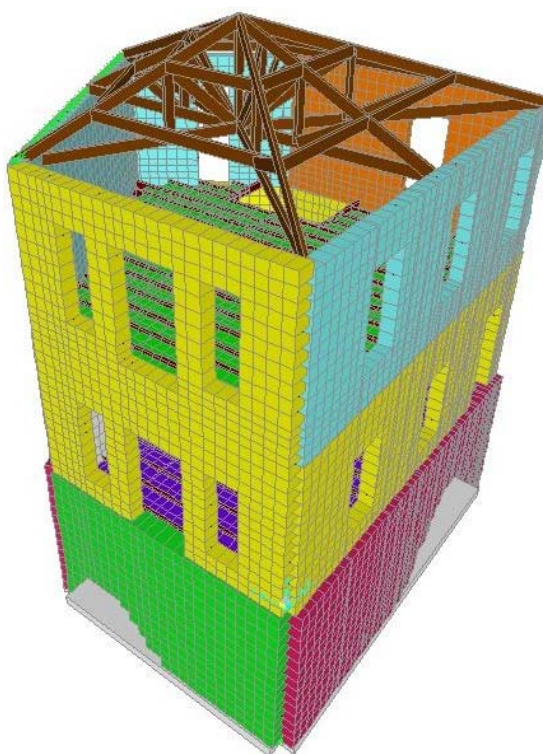


Fig. 5.21 - Modelo de cálculo para as alvenarias.

5.4.1.1. Descrição dos modelos

Durante todo o trabalho considerou-se desprezável a contribuição do apêndice onde se situam os W.C. Também foi desprezada a transmissão de cargas do apêndice para a parede onde este está ligado, pois o funcionamento da estrutura deste pavimento não origina transmissão de cargas relevantes à estrutura principal do edifício (Fig. 5.22).



Fig. 5.22 - Apêndice traseiro onde se situam os W.C.

Como já foi referido, após o levantamento geométrico do edifício procedeu-se à sua modelação no programa de cálculo automático. Para esta modelação foram tomadas as seguintes considerações:

- As paredes de alvenaria foram simuladas através de elementos de *casca*;
- As vigas de madeira foram simuladas com elementos de *barra*;
- O soalho foi simulado com um elemento de *casca* unidireccional, funcionamento apenas na direcção perpendicular à do vigamento secundário;
- A parede de compartimentação interior existente no alinhamento da VP0, foi simulada com elemento de *casca*, para assegurar a transmissão de cargas do pavimento do 1º piso para o rés-do-chão.

A modelação das paredes de alvenaria através de elementos bidimensionais, tipo *casca*, serve para quantificar valores máximos das tensões, identificando a sua localização na estrutura.

Foi considerado um elemento de *casca* unidireccional para o soalho, na tentativa de simular a redistribuição de cargas na direcção ortogonal do vigamento (direcção de assentamento do soalho), tendo sido desprezada a resistência à flexão do soalho na direcção paralela à do vigamento. Note-se que o soalho consiste na sobreposição horizontal, e na direcção ortogonal ao longo do vigamento, de elementos singulares com cerca de 0,15 m de largura, sendo aceitável considerar apenas o seu contributo na sua direcção longitudinal.

Pela Fig. 5.21 representativa do modelo estrutural utilizado é possível ver os diversos elementos estruturais simulados, onde a cor castanha representa os elementos de barra que simulam os barrotes de madeira. Tanto na estrutura dos pavimentos como na da cobertura, estes têm uma secção de 0,07x0,22 m². Nas paredes resistentes existem três espessuras diferentes, sendo a cor amarela representativa de uma espessura de 0,35 m, a verde de 0,47 m, a roxa de 0,67 m, a azul de 0,3 m e a laranja de 0,25 m. A cor branca representa a parede de tabique, com uma espessura de 0,10 m.

Para o estudo do comportamento dos pavimentos foi criado um modelo separado sem as alvenarias, facilitando assim a análise do seu comportamento. Neste modelo extra, apenas se fez a representação da estrutura dos pavimentos (rés-do-chão e 1º piso) e da parede de tabique. Como simulação da ligação do vigamento às alvenarias foram considerados apoios duplos (impedimentos de qualquer movi-

mentos de translação), desprezando deste modo as deformações verticais que possam ocorrer nas alvenarias, não atribuindo relevância a estas para o estudo do comportamento do pavimento. Na ligação da parede de tabique às alvenarias, apenas foram restringidos os movimentos perpendiculares à parede de tabique (eixo y), desprezou-se a rigidez da ligação no plano da parede.

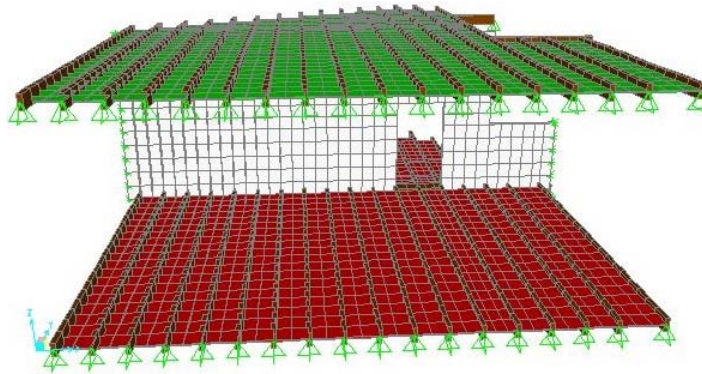


Fig. 5.23 - Modelo de cálculo do pavimento.

Em relação às propriedades mecânicas de cada material foram atribuídas as seguintes características:

- Aos elementos de casca representativos da alvenaria de pedra foi atribuído o módulo de elasticidade $E=0,33$ GPa, valor obtido experimentalmente por ensaio de alvenarias no laboratório de engenharia sísmica e estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Este valor encontra-se um pouco abaixo dos normalmente indicados para este tipo de alvenaria ($E=1$ a $2,5$ GPa). No entanto, por ter sido um valor obtido num ensaio experimental de uma alvenaria existente na cidade do Porto (caso real), optou-se pela sua utilização [47];
- Aos elementos de casca representativos da alvenaria de tijolo de argamassa, foi atribuído o módulo de elasticidade $E=1$ GPa, semelhante o de uma alvenaria de tijolos de barro [40];
- Aos elementos de barra representativos do vigamento da madeira foi atribuído o módulo de elasticidade da madeira $E=10$ GPa;
- Ao elemento de casca representativo do soalho, optou-se por atribuir o mesmo módulo de elasticidade conferido aos elementos de barra representativos do vigamento de madeira;
- Ao elemento de casca representativo da parede de tabique foi atribuído o módulo de elasticidade de uma parede deste tipo $E=0,6$ GPa [41] (admitiu-se este valor, pois esta parede foi considerada com características resistentes idênticas à de uma parede de frontal).

Numa tentativa de simulação do solo da fundação, foram consideradas barras com rigidez perpendicular ao seu eixo. Esta viga de fundação, representa a existência de um alargamento na base das paredes de alvenaria (fundação directa). Como tal foi atribuída a secção de $0,70 \times 0,25$ m, e uma rigidez para o solo representada por $k=E_{\text{solo}} \times 0,7$ kN/m, através desta consideração consegue-se atribuir uma rigidez uniformemente distribuída em todo o solo da fundação, ao passo que, caso fossem consideradas molas de rigidez em cada ponto em contacto com o solo, haveria zonas da fundação no modelo de cálculo com maior rigidez face a outras (atendendo que a malha de elementos finitos do modelo não é completamente regular). Foi considerada uma rigidez uniforme em toda a fundação, pois o edifício não apre-

senta um grande desenvolvimento em planta, sendo plausível admitir que este está fundado no mesmo tipo de solo.

Em conversa com o Professor António Topa Gomes, especialista em geotecnia com experiência em solos da cidade do Porto, foram apontados valores plausíveis para o módulo de deformabilidade do solo, tendo sido referenciados dois valores: $E=10$ MPa (representante de uma solo muito fraco, ensaio NSPT = 10 pancadas) e $E=100$ MPa (representante de um solo bom, ensaio NSPT = mais de 60 pancadas, sendo considerado no âmbito da geotecnia uma nega). No modelo de cálculo foram restringidos os deslocamentos no plano horizontal à cota da fundação, numa tentativa de aproximação à realidade.

Como anteriormente descrito, o piso inferior do edifício consiste numa cave. Este piso tem a particularidade de não ser totalmente enterrado em toda a sua periferia até à cota do arruamento, estando apenas a parede da cave da fachada principal completamente aterrada. A parede da cave da fachada virada a Oeste, junto ao caminho de acesso às traseiras do lote – acesso em rampa, encontra-se parcialmente enterrada. A parede da cave da fachada traseira encontra-se praticamente desenterrada, apenas 1 m aterrada, não tendo, por isso, sido considerado o contributo desta altura de solo para efeitos de modelação. Por fim, a parede cega (parede meia com o edifício vizinho a Este) teve um tratamento particular, atendendo às anomalias verificadas no edifício – fendilhação. Assim sendo, para efeitos de modelo de cálculo foram tomadas as seguintes considerações:

- Parede enterrada da fachada principal: para a simulação do solo foram consideradas molas horizontais que apenas funcionam quando sujeitas a esforços de compressão, a rigidez atribuída a estas molas é análoga à atribuída ao solo da fundação;
- Parede enterrada da fachada Oeste: visto que esta parede se encontra parcialmente enterrada, em consonância com a inclinação do terreno a variar desde a cota 0 m até à cota -2 m (rampa de acesso às traseiras), aos pontos abaixo desta linha foram atribuídas as mesmas características mencionadas no ponto anterior;
- Parede enterrada da fachada traseira: como foi referido, esta parede só se encontra aterrada até 1 m de altura, tendo sido desprezada a contribuição desta altura de solo. No modelo de cálculo apenas se considerou as restrições atribuídas às fundações existentes à cota -4 m: simulação do solo através de vigas com rigidez vertical;
- Parede cega (parede meia com o edifício vizinho a Este do edifício): nesta parede foram impedidos os deslocamentos horizontais ao longo de toda a parede (altura e desenvolvimento), de modo a permitir considerar a influência do edifício vizinho.

Para a simulação do edifício vizinho quanto à influência no comportamento estrutural sobre o edifício em estudo, nomeadamente na imposição de assentamentos que este possa provocar (apontados como a causa das anomalias verificadas na fachada principal), foi considerada uma carga vertical distribuída em toda a área da parede cega em contacto com o edifício vizinho. Assim, através da aplicação da carga desta carga, é conseguido um assentamento da estrutura do edifício estudado, possibilitando a análise do seu comportamento e distribuição de tensões ao longo das paredes de alvenaria.

Para simplificação do modelo, as aberturas das janelas e portas foram todas consideradas com ângulos rectos, em vez das aberturas em arco abatido, apenas para facilidade de execução do modelo.

5.4.1.2. Quantificação de acções

Para a análise do modelo de cálculo houve a necessidade de quantificar as acções intervenientes no edifício, e assim aplica-las no modelo. Como se pretende fazer uma análise do estado do comporta-

mento do edifício no dia-a-dia, apenas foi considerada a combinação quase-permanente das acções [17]:

(5.1)

$$\sum_{j \geq 1} g_{k,j} + \sum_{i \geq l} \psi_{2,i} q_{k,i}$$

Sendo expressa em kN/m².

Para simplificação do processo de quantificação do peso próprio da estrutura dos pavimentos, foi considerado que a estrutura do piso rés-do-chão e do 1º andar eram iguais, constituídas por:

- Barrotes de madeiras espaçados de 0,50 m;
- Soalho de madeira com 2 cm de espessura;
- Tecto com fásquiado de madeira e argamassa de cal com 1,5 cm de espessura (total).

Quadro 5. 1 – Cargas dos permanentes dos pavimentos [kN/m²].

	$g_{j,i}$
Barrotes de Madeira	0,25
Soalho	0,15
Tecto de estuque	0,40
Tecto falso	0,20
g_k	1,00

No Quadro 5. 1 indicam-se as cargas permanentes existentes em cada pavimento. Não foi quantificado rigorosamente o peso próprio das paredes de compartimentação, pois durante o processo de modelação não se achou relevante para o trabalho, tendo sido considerado de forma diluída nas restantes cargas permanentes. No Quadro 5. 2 indicam-se as cargas permanentes existentes na cobertura.

Para a quantificação das sobrecargas da estrutura, o EC0 faz a distinção quanto ao tipo de uso de cada estrutura, sendo assim, no edifício em estudo verifica-se duas utilizações distintas: Comercial (Categoria D) e Habitação (Categoria A). Para além das sobrecargas serem, diferentes os coeficientes ψ_2 também variam com o tipo de uso [17], [42].

Quadro 5. 2 – Cargas dos permanentes da cobertura [kN/m²]

	$g_{k,i}$
Asnas	0,12
Guarda-pó	0,15
Ripado	0,001
Varas	0,005
Telha	0,60
Tecto de estuque	0,40
Tecto falso	0,25
g_k	1,53

Quadro 5. 3 - Sobrecargas regulamentares. [42]

	ψ_2	$q_{k,i}$ (kN/m ²)
Rés-do-chão: Zona comercial – Categoria D	0,6	4,0
1º Piso: Zona de habitação – Categoria A	0,3	2,0
Cobertura: não acessível – Categoria H	0	0,4

A acção do vento não foi quantificada, pois o ψ_2 desta acção é nulo. Como a combinação utilizada na análise do edifício é a quase-permanente, não houve a necessidade de quantificar esta acção variável. Pelo Quadro 5. 3 também se pode verificar que a sobrecarga da cobertura não terá qualquer influência na análise realizada, visto que o ψ_2 também é nulo.

Em relação à acção possível do edifício vizinho sobre o edifício em estudo, estimou-se o valor de cargas actuantes no edifício confinante ao caso de estudo. Assim, sabendo que o edifício vizinho é em betão armado, e não havendo informação referente à sua estrutura, o cálculo efectuado consistiu num procedimento empírico para uma estrutura deste género, assim sendo, o valor estimado para as cargas permanentes por piso foi de $g_k=7$ kN/m² e a sobrecarga $q_k=2$ kN/m² com $\psi_2=0,3$ (habitação). Considerou-se uma largura efectiva de 3 m em toda a profundidade do edifício vizinho, a descarregar no pórtico de betão armado encostado ao edifício em estudo, resultando numa carga distribuída de 10,2 kN/m² em toda altura da parede cega.

5.5. ANÁLISE DE RESULTADOS

Como referido anteriormente, foi efectuada uma análise linear elástica do edifício em estudo. Para esta análise simularam-se duas situações possíveis, onde se fez variar o módulo de deformabilidade do solo E_{solo} .

- I. $E_{\text{solo}}=10$ MPa com o carregamento do edifício vizinho;
- II. $E_{\text{solo}}=100$ MPa com o carregamento do edifício vizinho.

Da análise dos resultados dos elementos de casca, obtêm-se as tensões principais em duas faces distintas do elemento, face superior e inferior. No entanto, para a análise dos elementos representativos das alvenarias, apenas se procedeu à verificação do máximo do elemento, independentemente da face. Tomou-se esta decisão, pois da análise da face superior e inferior, verificou-se que os mapas de tensões principais em ambas as faces eram similares, concluindo que a flexão no plano das alvenarias não

era relevante nos resultados (devido a não terem sido consideradas forças horizontais, como a acção sísmica ou do vento).

A partir dos resultados obtidos é possível verificar se as causas apontadas para as anomalias observadas nas alvenarias vão ao encontro do obtido pelo modelo de cálculo. Esta verificação será feita através da confrontação dos resultados obtidos no modelo e do observado durante as inspecções ao edifício.

Por último, procedeu-se à análise do comportamento dos pavimentos no que respeita a deformações, para verificar a tendência deste elemento estrutural, averiguando, assim, a fidelidade das causas mencionadas para as anomalias observadas neste elemento construtivo do edifício. Para isso, recorrendo-se, mais uma vez, à sobreposição dos resultados obtidos no modelo numérico e no levantamento de danos nos pavimentos.

5.5.1. PAREDES DE ALVENARIA

Salienta-se que não se procedeu à calibração do modelo de cálculo, nomeadamente através do ensaio de identificação dinâmica de parâmetros, pois este não entrava dentro do âmbito do trabalho. No entanto, salienta-se a importância deste tipo de ajuste, para se obter resultados mais próximos da realidade.

Através do programa de cálculo automático, *SAP2000*, foi possível averiguar os níveis de tensão instalados nas alvenarias, podendo, assim, proceder ao controlo da tensão instalada nas paredes. Para a análise de resultados recorreu-se ao estudo de quatro “*outputs*” fornecidos pelo programa, sendo eles: mapa de tensões verticais, mapa das tensões principais (cruzes), mapa de deformações da estrutura e mapa de esforços verticais.

A partir do mapa de tensões verticais é possível visualizar as zonas dos elementos de casca onde estas têm maior intensidade, bem como a sua distribuição ao longo destes elementos. Pelo mapa de tensões principais (cruzes) é possível observar o “caminho” dos esforços, isto é, a partir deste diagrama facilmente se detecta as possíveis linhas de rotura (fissuras) que podem ocorrer, permitindo confrontá-las com as observadas nas inspecções ao edifício e sabendo que as fissuras ocorrem ao longo das linhas de compressão.

O mapa de deformações da estrutura indica o comportamento do modelo devida à acção das forças verticais, possibilitando, assim, verificar as zonas sujeitas a maiores deformações estruturais e a sua compatibilidade com as observadas no edifício. Por fim, o mapa de esforços instalados nos elementos de casca serviu como meio de verificação dos resultados fornecidos pelo programa, no que respeita às tensões verticais do modelo de cálculo (apenas foi verificada a fachada principal para os dois casos mencionados). Procedeu-se a esta verificação com o pressuposto de averiguar se os mapas obtidos representavam verdadeiramente o pretendido, tensões verticais.

Em seguida é feita uma análise dos diversos mapas referidos, confrontando os resultados obtidos no modelo com as anomalias verificadas.

Para análise dos resultados nas alvenarias apenas se procedeu à análise das fachadas principal e lateral (Oeste). Na fachada principal será feita uma análise detalhada, visto ser esta a que apresenta fissuração mais gravosa; na lateral apenas se fará uma análise sumária, evidenciando alguns pormenores que se achem relevantes para o trabalho.

5.5.1.1. Fachada principal

Antes de analisar os mapas é importante referir, para uma localização do leitor, que no lado direito do alçado da fachada principal representado nas figuras situa-se o edifício vizinho, simulado com o recurso às restrições e acções mencionadas anteriormente.

Pela análise das Fig. 5.24 e Fig. 5.25 pode-se verificar que a distribuição de tensões verticais no edifício são bastante semelhantes para os dois tipos de solo. Este resultado indica que a rigidez do solo não é condicionante para a distribuição tensões no edifício em estudo. Note-se que foi considerado que o edifício está fundado num único tipo de solo. No entanto, estes mapas permitem tirar as seguintes conclusões:

- Concentração de tensões nos cantos das aberturas, devido à maior deformação da estrutura no cunhal direito. Esta concentração de tensões é superior no *Caso I* face ao *Caso II*, pois o solo na primeira situação apresenta uma maior deformabilidade (permite maiores deslocamentos verticais) levando então a fenómenos de distorção superiores face ao *Caso II*, com consequência do aumento de tensões nas zonas mencionadas;
- Concentração de tensões nos cutelos entre as janelas e a porta no rés-do-chão. Esta concentração de tensões é resultado do caminho percorrido por estas, como se pode verificar nas Fig. 5.26 e Fig. 5.27;
- O nível de tensões à cota da fundação do edifício é um pouco inferior no *Caso II* em comparação com o *Caso I*. Deve-se este facto, mais uma vez, à maior capacidade de deformação do solo I.

Os níveis de tensão de compressão na alvenaria de pedra (abaixo do rés-do-chão) rondam em média os valores de 255 e 133 kPa (em ambos os casos considerados), valores bastante inferiores do valor resistente espectável para este tipo de alvenaria, 2 MPa [43], atingindo, porém, máximos na ordem do 350 kPa (base da fundação, Fig. 5.24). Estes valores referidos representam cerca de 17% da capacidade resistente de uma alvenaria de pedra, sendo valores aceitáveis, visto que se está a proceder a uma análise ao estado de serviço da estrutura.

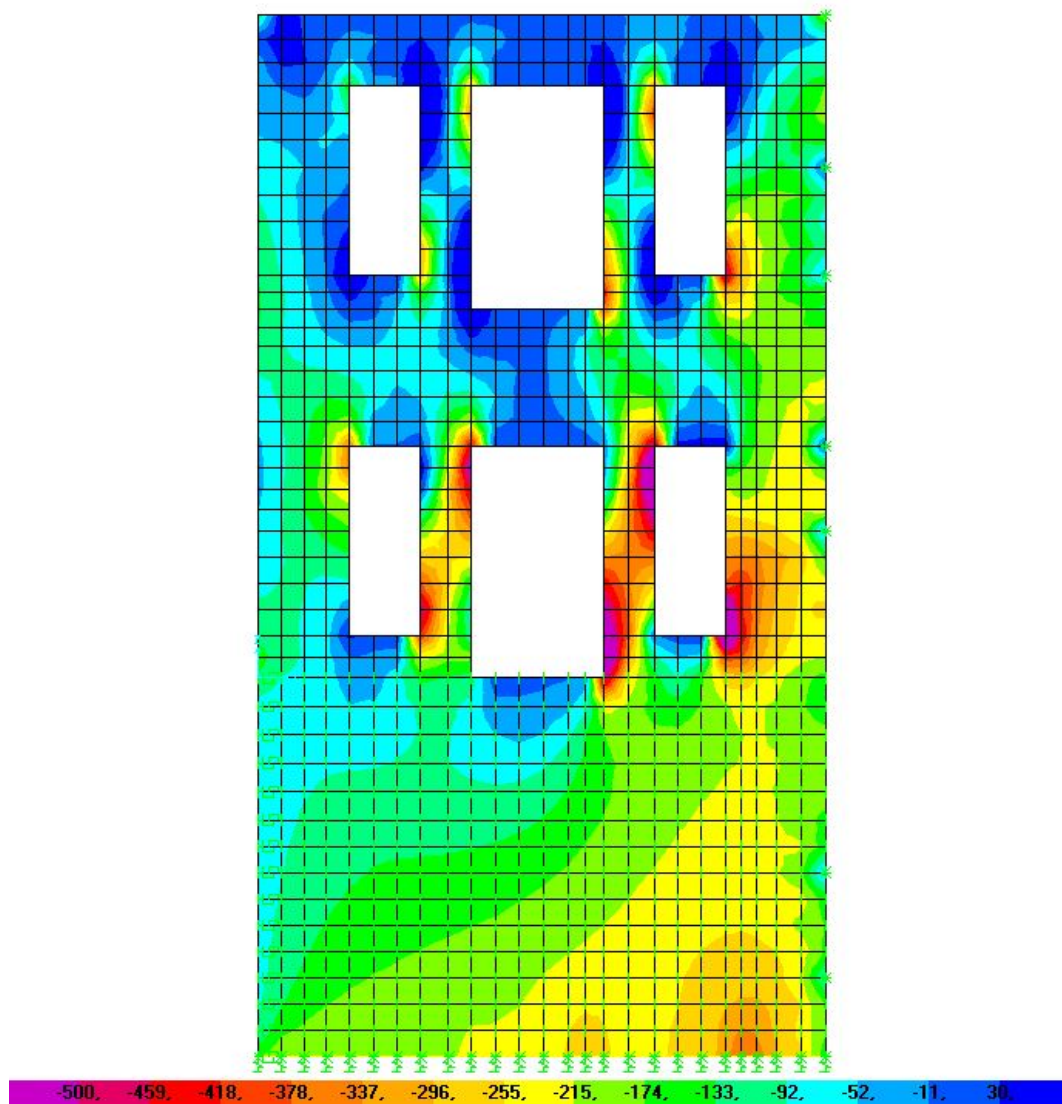


Fig. 5.24 - Mapa de tensões verticais - Caso I - [MPa].

Na alvenaria de tijolo ao nível do piso do rés-do-chão verificam-se tensões de compressão que variam entre 52 e 255 MPa (à excepção dos casos pontuais já referidos), tanto no *Caso I* (Fig. 5.24) como no *Caso II* (Fig. 5.25). Estes valores encontram-se bastante abaixo dos valores máximos para este tipo de alvenaria, 2,5 MPa [43], os valores registados no modelo representam cerca de 12% do valor máximo. Mesmo os máximos de compressão (zonas roxas) apresentam valores na ordem dos 730 kPa (*Caso I*) e 600 kPa (*Caso II*), ainda abaixo do valor máximo espectável para este tipo de alvenaria.

No que respeita às tensões de tracção, estas apresentam valores bastante reduzidos, variando entre os 10 e 50 kPa, à excepção dos cantos nas aberturas, onde chegam a atingir valores de 150 kPa. Estas elevadas tracções surgem devido aos efeitos já mencionados para os elevados valores das tensões de compressão. É aceitável considerar que o valor máximo de tracção para uma alvenaria deverá ser cerca de 10% do valor máximo de compressão (em analogia com o betão). Assim sendo, a alvenaria de tijolo resiste a cerca de 250 kPa (tracção). Verifica-se, então, que os valores de tracção obtidos no modelo estão abaixo do valor máximo admissível para uma alvenaria de tijolo.

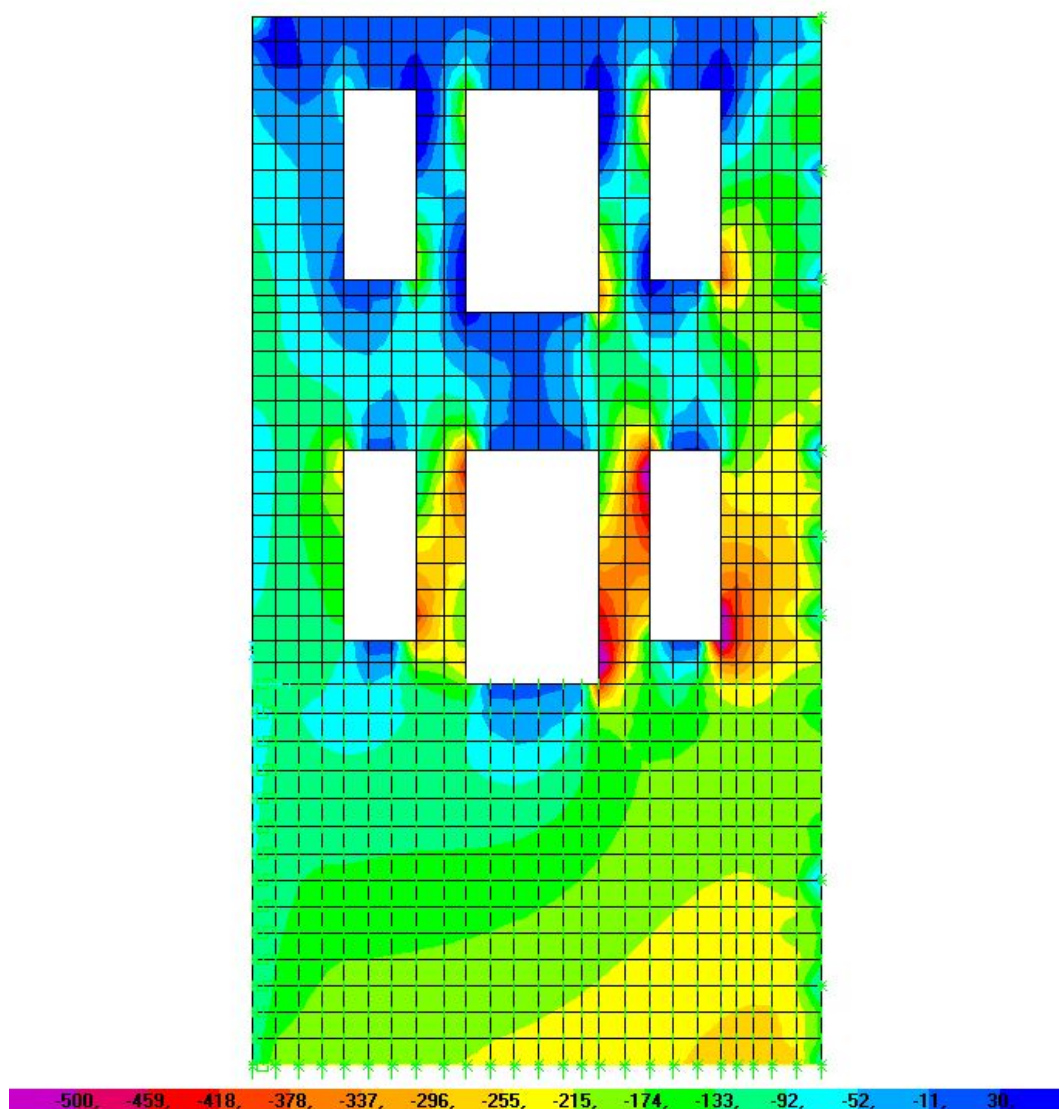


Fig. 5.25 - Mapa de tensões verticais - Caso II - [MPa].

Nos mapas dos caminhos das tensões principais (Fig. 5.26 e Fig. 5.27) é notória, mais uma vez, a semelhança entre os mapas para os dois tipos de solo considerados. Destes mapas destaca-se a predominância da inclinação das tensões principais no cunhal direito (45 graus, aproximadamente) como se pode ver pelas figuras. Esta configuração das tensões resulta da acção da carga de distribuída que simula a acção do edifício vizinho, dando origem a essas escoras de compressão na orientação das tensões principais. Note-se que a carga aplicada para a simulação do edifício vizinho provoca maiores deformações do cunhal direito face ao esquerdo (Fig. 5.28 e Fig. 5.29), levando ao surgimento das referidas escoras ao longo do caminho seguido pelas tensões principais.

Na transição entre o 1º piso e o rés-do-chão é assinalável uma diminuição da inclinação das tensões principais, numa tentativa de redistribuir os esforços por toda a parede, facto que é ainda mais notório na transição do rés-do-chão para a cave, redistribuição dos esforços por toda a parede da cave em todo o comprimento da fundação da parede (fundação continua).

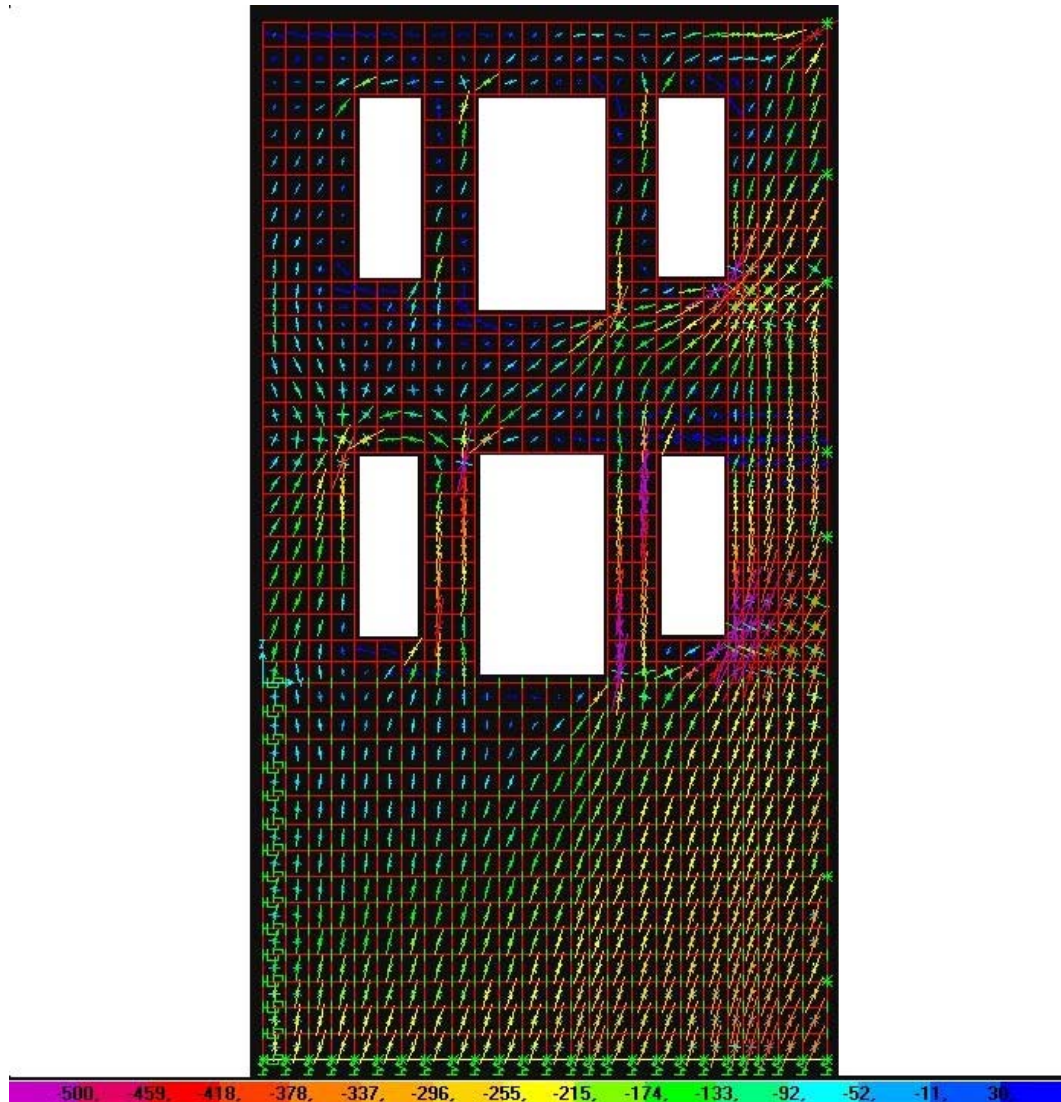


Fig. 5.26 - Caminho das tensões principais - Caso I - [MPa].

As fissuras tendem a surgir ao longo das linhas de rotura. A partir das Fig. 5.26 e Fig. 5.27 destacam-se os caminhos de tensões (linhas de rotura) bastante notáveis no cunhal direito das figuras, como já referido anteriormente na análise dos mapas do caminho das tensões principais. Procedendo à sobreposição dos levantamentos das fissuras efectuados nesta fachada do edifício (A.5, A.6 e A.7), verifica-se uma concordância com o observado na fachada principal do edifício com os resultados obtidos pelo modelo de cálculo.

Esta concordância entre os resultados obtidos através do modelo de cálculo e o observado no edifício fortalecem a causa apontada para as anomalias verificadas nesta fachada (aparecimento de fissuração), apontando para um assentamento das fundações do edifício vizinho, com o consequente arrastamento da estrutura do edifício em estudo.

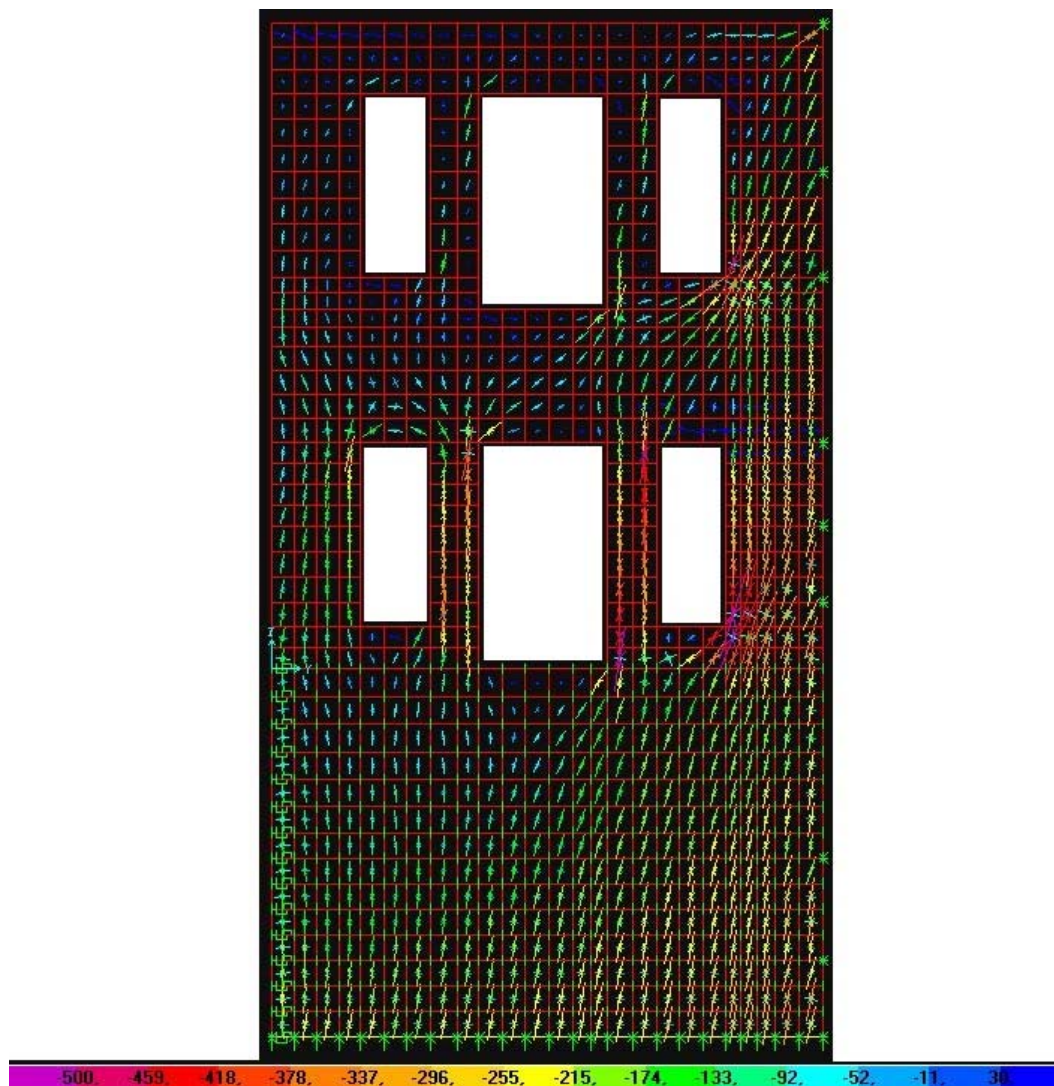


Fig. 5.27 - Caminho das tensões principais - Caso II - [MPa].

Nas Fig. 5.28 e Fig. 5.29 estão representadas as deformações verticais para o *Caso I* e *Caso II*, respectivamente. Pela análise dos mapas de deformações é clara uma distribuição idêntica em ambos os mapas, dos deslocamentos ao longo da fachada principal, sendo, porém, os obtidos no *Caso I* de maior valor, devido à maior deformabilidade do solo ($E = 10$ MPa).

No *Caso I* (Fig. 5.28) com $E_{\text{solo}} = 10$ MPa, verificam-se assentamentos nas fundações da fachada principal da ordem dos 5,7 mm (cunhal direito) e 3,7 mm (cunhal esquerdo), levando a um assentamento diferencial entre cunhais de 2 mm, em 6 m de fachada, que consiste em assentamentos diferenciais de 0,33‰.

Em relação ao *Caso II* (Fig. 5.29) com $E_{\text{solo}} = 100$ MPa, verificam-se assentamentos nas fundações um pouco inferiores face à situação referida no parágrafo anterior, 2,1 mm e 1,6 mm, respectivamente no cunhal direito e cunhal esquerdo. Estes valores conduzem a um assentamento diferencial de 0,5 mm, em 6 m de desenvolvimento da fachada, representando, assim, um valor de 0,0833‰, muito inferior ao valor obtido para um solo com um módulo de elasticidade de 10 MPa (0,33‰).

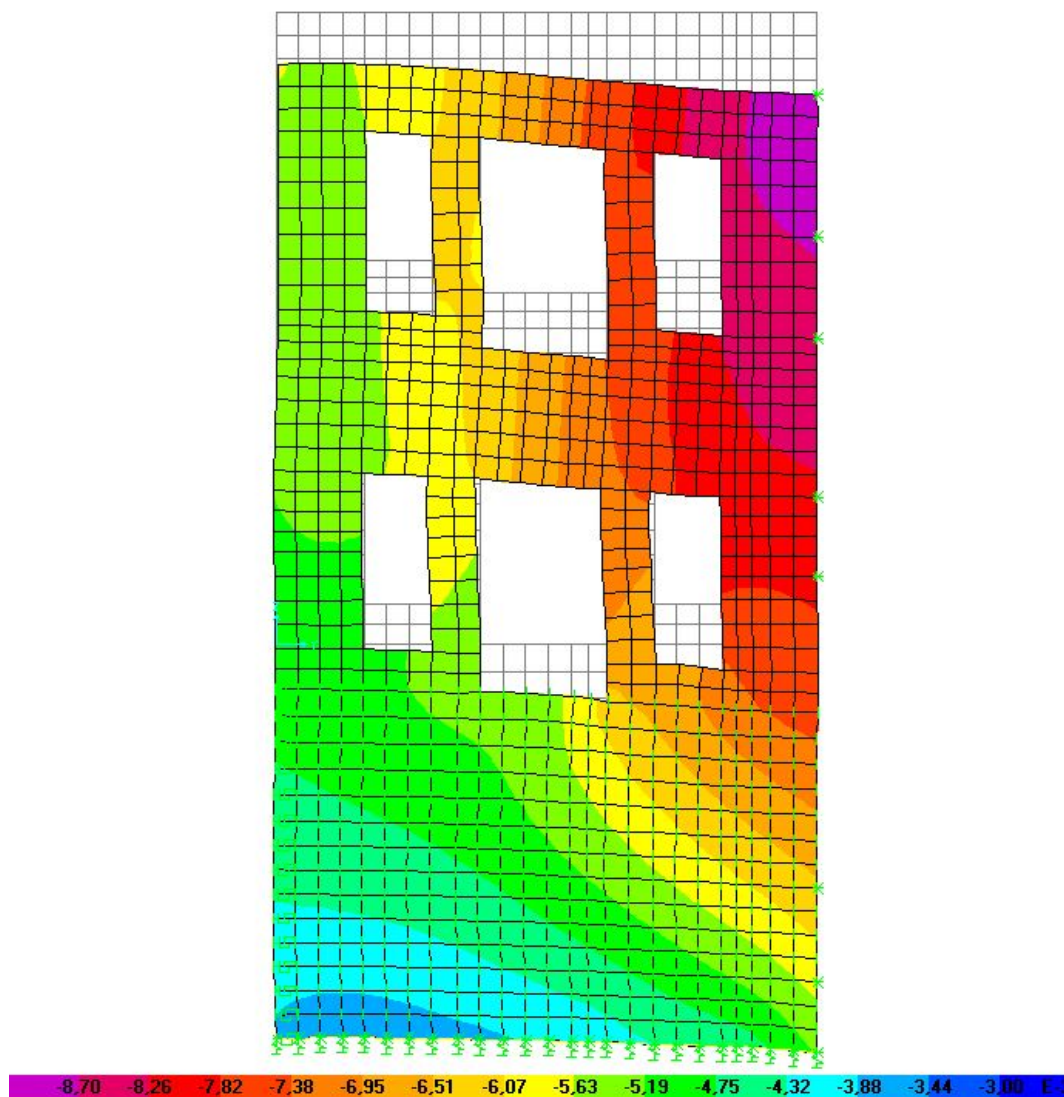


Fig. 5.28 - Mapa de deformações verticais - Caso I - [m].

Os resultados obtidos para a fachada principal pelo modelo de cálculo, vêm consolidar e fundamentar as possíveis causas apontadas para as anomalias verificadas (fendilhação) durante as inspeções realizadas ao edifício na Rua Miguel Bombarda.

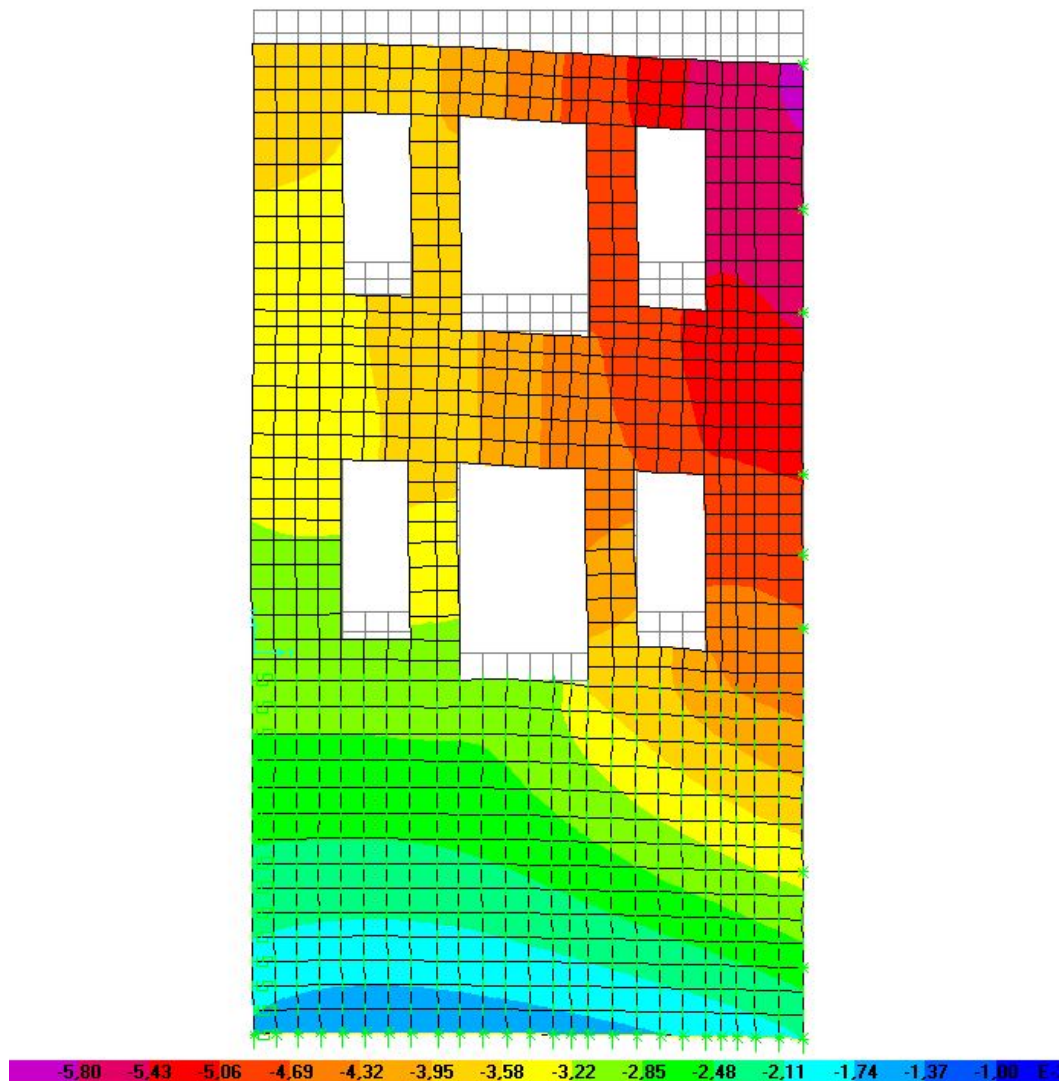


Fig. 5.29 - Mapa de deformações verticais - Caso II - [m].

Para o controlo dos resultados obtidos nos modelos de cálculo, respeitante ao nível de tensões, procedeu-se ao estudo do *output* fornecido pelo programa com os esforços axiais instalados na parede da fachada principal.

Apenas, procedeu-se à verificação para o Caso I – $E_{\text{solo}} = 10 \text{ MPa}$ – visto que os modelos dos Caso I e II apresentam estados de tensão idênticos

Os pontos onde foi feita a análise de tensões fornecidas pelo programa, a partir do diagrama de esforços verticais, estão assinalados e numerado na (Fig. 5.30) (pontos escolhidos de forma aleatória). Para este controlo recorreu-se à seguinte expressão:

(5.2)

$$\sigma = \frac{F_{22}}{e_{\text{parede}}}$$

Em que F_{22} representa a força vertical no ponto analisado e e_{parede} a espessura analisada nesse mesmo ponto, obtendo-se assim um valor da tensão por metro linear de parede.

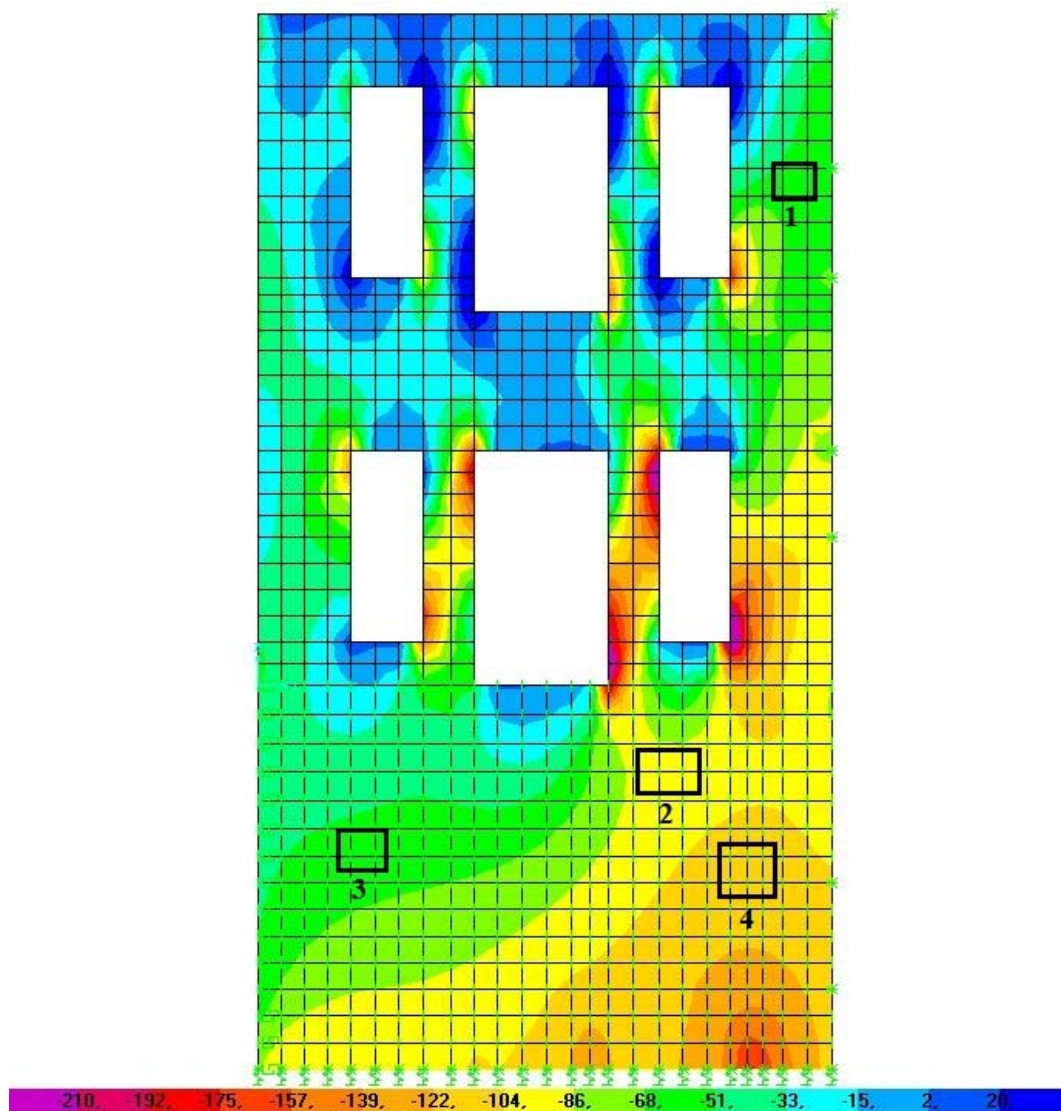


Fig. 5.30 - Forças verticais - Caso I - [kN].

Como se pode verificar no Quadro 5.4 a tensão obtida pelo cálculo expedito está de acordo com os valores de tensão registados na Fig. 5.24. Assim sendo, assume-se que os valores obtidos na Fig. 5.24 e Fig. 5.25 representam o *output* pretendido.

Quadro 5.4 - Cálculo de valores da tensão vertical.

	F_{22} [kN]	e_{parede} [m]	σ [kPa/m]
1	60	0,35	171
2	93	0,47	198
3	56	0,47	119
4	108	0,47	230

5.5.1.2. Fachada lateral (Oeste)

É importante referir, para a interpretação correcta do leitor, que nos alçados apresentados da fachada lateral (Oeste) o lado esquerdo do alçado é o cunhal frontal (ligação com a fachada da principal) e o direito é o cunhal traseiro (ligação com a fachada traseira).

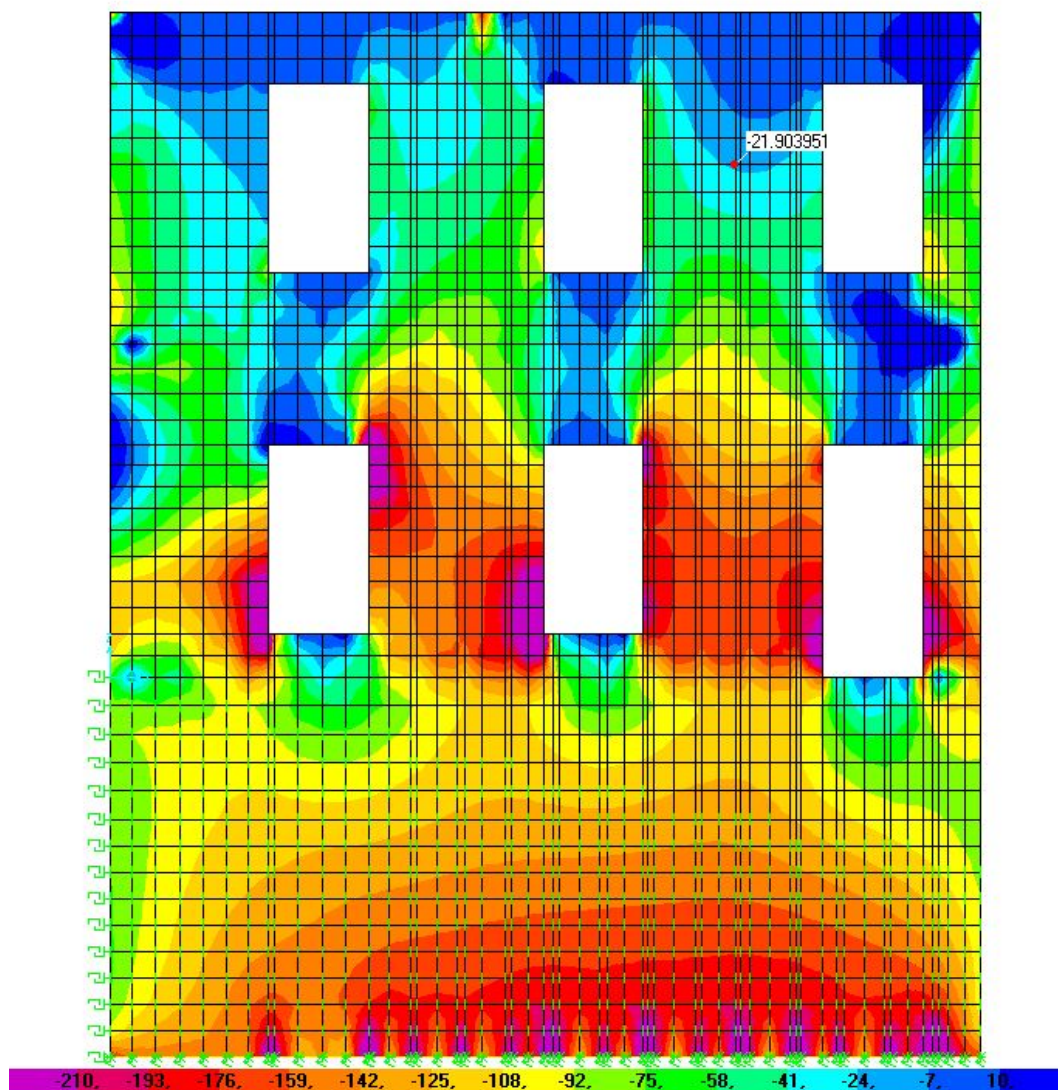


Fig. 5.31 - Mapa de tensões verticais - Caso I - [MPa].

Os mapas de tensões para a fachada lateral para o *Caso I e II* (Fig. 5.31 e Fig. 5.32), apresentam alguma semelhança no que respeita à distribuição das tensões verticais, sendo a situação referente ao $E_{\text{solo}} = 10$ MPa o que apresenta tensões verticais de maior valor, como se pode ver pela Fig. 5.31. Como já foi explicado anteriormente, este solo ($E_{\text{solo}} = 10$ MPa) permite maiores deformações da estrutura, originando maiores níveis de tensões, nomeadamente em pontos particulares como os cantos de aresta viva das aberturas das janelas e portas.

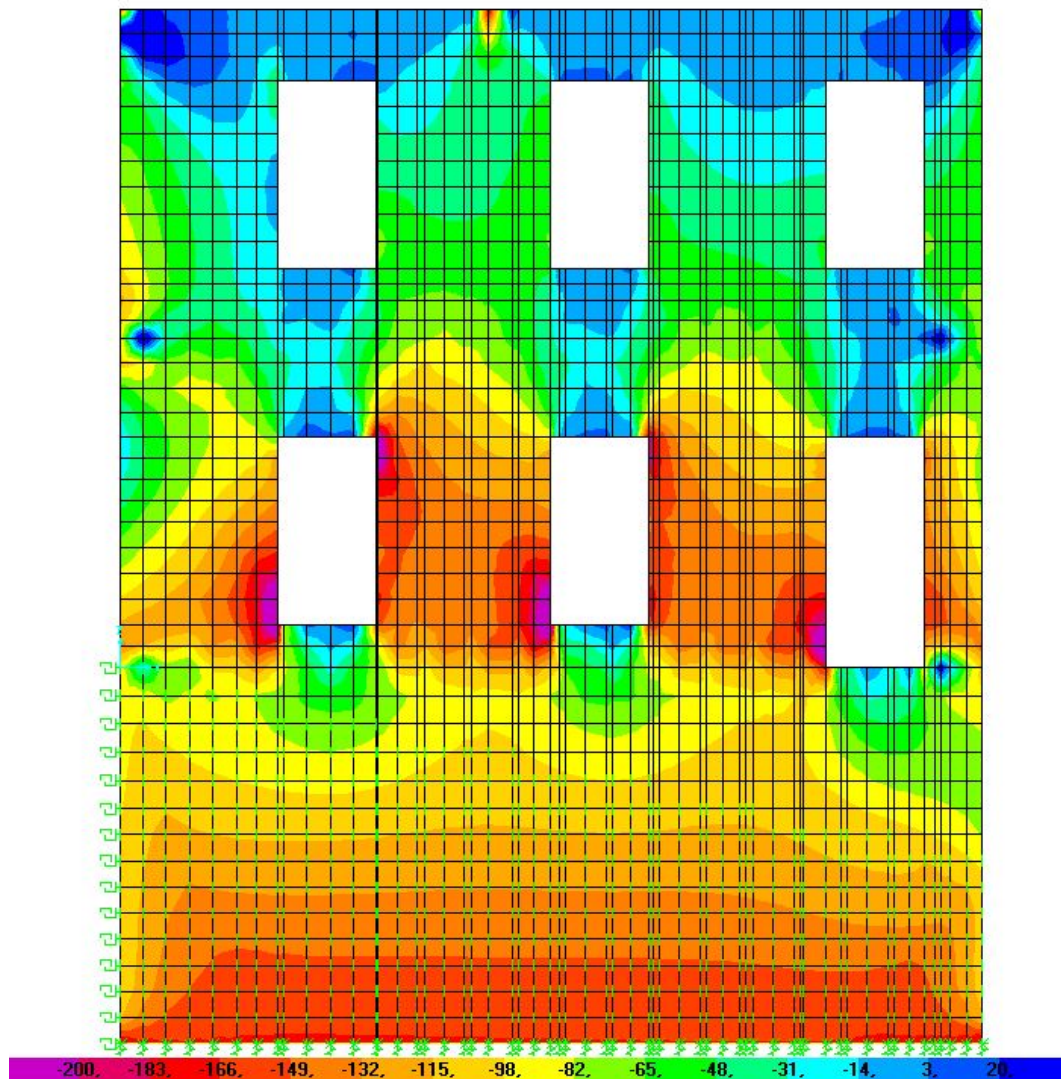


Fig. 5.32 - Mapa de tensões verticais - Caso II - [MPa].

Dos mapas de tensões verticais da fachada em análise (Fig. 5.31 e Fig. 5.32), salienta-se ainda outro pormenor interessante: o aparecimento de um arco de compressão por cima das padieiras das janelas e portas. Este pormenor não é bem perceptível nos mapas de tensões apresentados devido à escala de cores adoptada pelo programa. No entanto, dentro do programa de cálculo é possível fazer esta leitura de valores. A partir desta informação, facilmente se percebe que a configuração de semi-circunferência para as padieiras de janelas e portas, é a solução mais rentável para as aberturas nas alvenarias, pois tudo o que se encontra abaixo deste arco de compressão é “peso morto” para a estrutura (tem um

diminuto contributo estrutural). Durante as inspecções ao edifício verificou-se que as padieiras das portas e janelas apresentavam a forma de arco abatido, indo ao encontro ao resultado obtido no modelo de cálculo.

Em relação aos deslocamentos verticais da fachada, estes podem ser analisados com recurso aos mapas apresentados nas Fig. 5.33 e Fig. 5.34. Nestes mapas estão presentes as deformações verticais consentidas pela fachada. Em primeira análise destaca-se, mais uma vez, a maior deformação para o *Caso I* face ao *II*, devido ao baixo valor do módulo de deformabilidade do solo ($E_{\text{solo}} = 10 \text{ MPa}$).

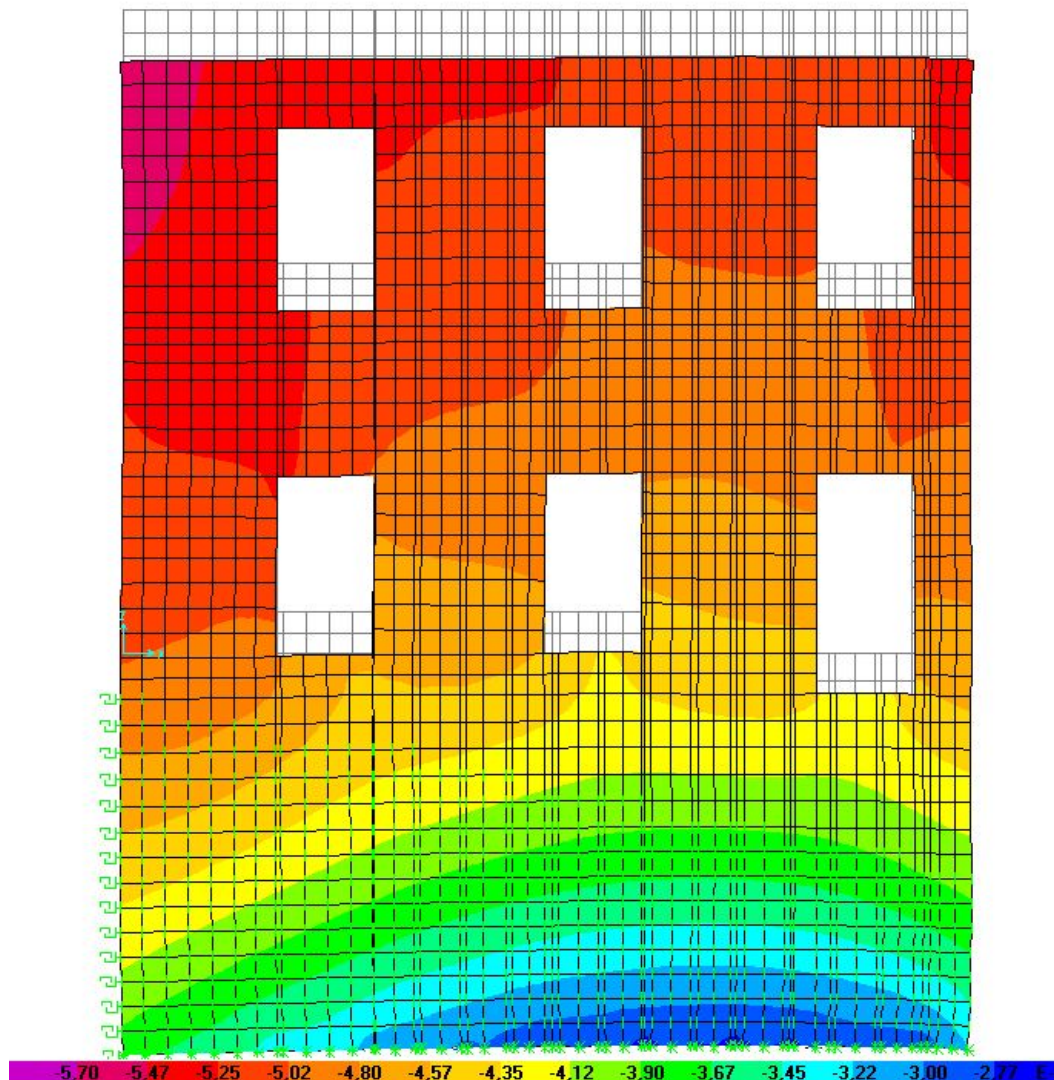


Fig. 5.33 - Mapa de deformações verticais - Caso I – [m].

Na Fig. 5.34 verifica-se que as zonas de maiores deformações (roxo), são aquelas onde as asnas do telhado assentam na alvenaria, devido aos esforços transmitidos por estas que provocam deformações e concentração de tensões nesses pontos.

É notório em ambos os mapas de deformações verticais, uma diminuição destas ao longo da altura do edifício, do 1º andar para a cave. Deve-se este facto ao aumento da espessura das paredes, diminuindo, assim, as extensões verticais das alvenarias.

Por fim, destaca-se que o solo com $E = 100 \text{ MPa}$ (Fig. 5.34) apresenta uma distribuição de deformações mais regular (patamares praticamente horizontais), face ao que se verifica no solo que deu origem ao mapa da Fig. 5.33. Este facto ocorre devido ao aumento de rigidez da estrutura, levando, assim, a uma distribuição mais uniforme das deformações.

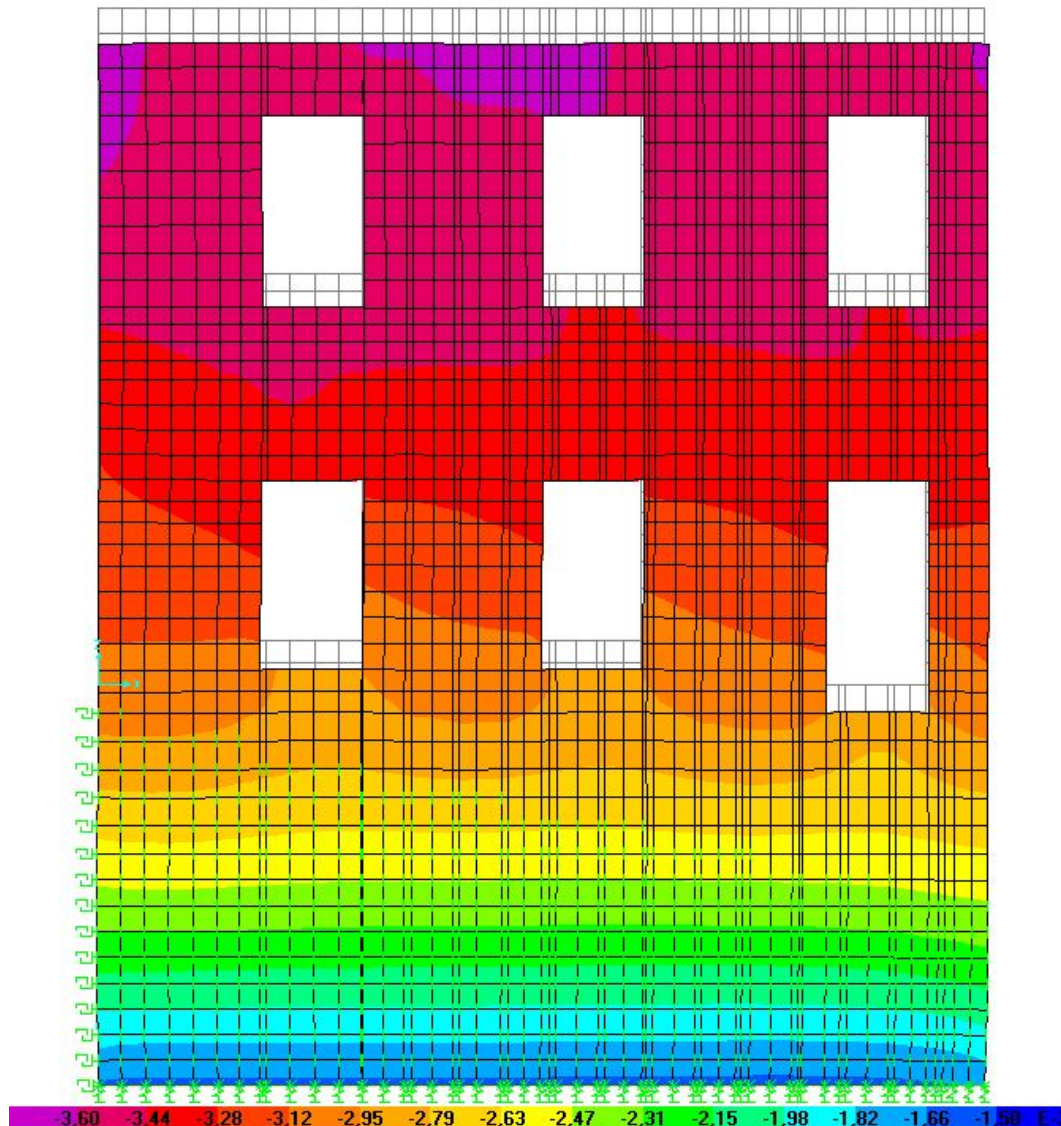


Fig. 5.34 - Mapa de deformações verticais - Caso II - [m].

5.5.2. PAVIMENTOS

A modelação da estrutura dos pavimentos à posteriori e de forma isolada, surge com o objectivo de melhor compreender o seu funcionamento, possibilitando, assim, averiguar e verificar as causas mencionadas para esta anomalia, bem como proceder ao controlo da deformação desta estrutura.

Os barrotes foram simulados a partir de elementos barra com uma secção $0,07 \times 0,22 \text{ m}^2$ e com um $E=10 \text{ GPa}$ (módulo de elasticidade do pinho). As ligações destes às alvenarias foram consideradas rotuladas, dado que através de estudos realizados [33] se verificou que a ligação entre estes elementos apresenta um comportamento próximo da rótula. A Fig. 5.35 representa a secção da viga VP0 utilizada no modelo de cálculo.

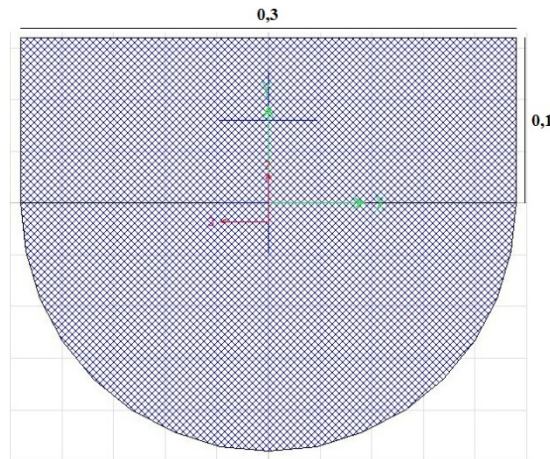


Fig. 5.35 - Secção transversal da VP0 [m].

Para simular o funcionamento do soalho recorreu-se a um elemento de *casca* unidireccional (funcionamento na direcção perpendicular à dos barrotes).

O elemento de *casca* (Fig. 5.36) apresenta rigidez no plano (*Axis 1* e *2*) e fora deste (*Axis 3*). Porém, como o pretendido era ter um elemento que apenas tivesse rigidez no plano e unicamente numa das direcções (perpendicular à dos barrotes), houve a necessidade de diminuir as características da *casca* nas direcções não consideradas relevantes.

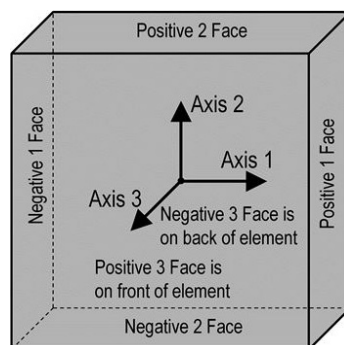


Fig. 5.36 - Elemento casca - eixos principais.

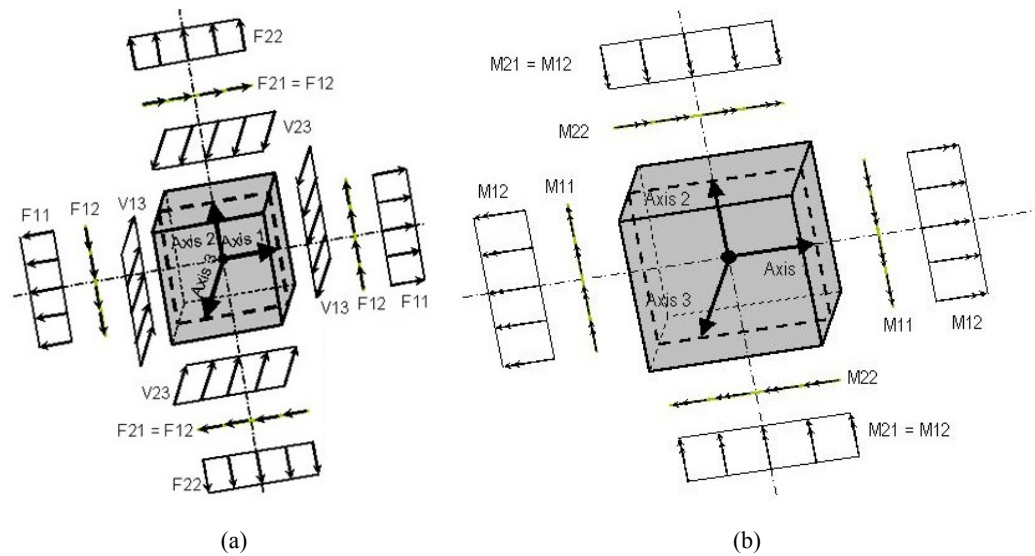


Fig. 5.37 - (a) forças internas; (b) momentos internos.

Pela Fig. 5.37 é possível observar as forças e momentos internos dos elementos que o programa considera para o cálculo, permitindo desta forma proceder às correcções necessárias para obter o resultado desejado no elementos de *casca* simulado como soalho.

Na Fig. 5.38 estão presentes os valores dos factores redutores que foram utilizados para a simulação do soalho.

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Membrane f11 Modifier	0,01
Membrane f22 Modifier	0,01
Membrane f12 Modifier	0,01
Bending m11 Modifier	0,5
Bending m22 Modifier	0
Bending m12 Modifier	0
Shear v13 Modifier	0,01
Shear v23 Modifier	0,01
Mass Modifier	1
Weight Modifier	1

Fig. 5.38 - Factores redutores utilizados para a simulação do soalho.

Atribuição foi feita de forma empírica, desprezando na totalidade os momentos m_{22} (resistência na direcção paralela ao vigamento) e m_{12} , e considerando valores reduzidos de resistência para os restantes parâmetros. Pode-se verificar que m_{11} é o que tem maior influência na rigidez do elemento. No entanto, apenas foi considerada 50% da rigidez total, devido ao facto do soalho não ser “tábua inteiriça”, isto é, as várias fiadas de soalho serem compostas pela justaposição de tábuas.

Salienta-se o facto que, para a simulação correcta do soalho, seria necessário um estudo minucioso da influência de cada um dos parâmetros no comportamento global, confrontando os valores de cálculo com valores reais.

Como controlo da deformação dos pavimentos, a regulamentação existente [43] faz referência a deformações máximas em vigas de madeira, sendo apresentados os seguintes limites:

Quadro 5.5 - Controlo de deformação.

Vigas apoiadas	
Flecha instantânea	$u \leq l/300$
Flecha final	$u \leq l/200$

Para simplificação do processo de cálculo, o valor da flecha máxima instantânea é obtido através da consideração de $E=10$ GPa, enquanto a flecha final é conseguida com a redução do módulo de elasticidade da madeira. O valor multiplicador é designado por k_{def} . Este parâmetro tem em consideração o aumento da deformação ao longo do tempo (fluência dos materiais), tendo sido adoptado o valor $K_{def}=0,6$ (valor em função do tipo de madeira – pinho – e do Tempo > 10 anos) [43].

5.5.2.1. Pavimento rés-do-chão

Pela análise da Fig. 5.39 é possível verificar que as deformações totais verticais neste pavimento variam entre 0,051 m (roxo) e 0 m (azul escuro). Os pontos de deformação máxima situam-se no alinhamento do meio vão da VP0, mas deslocados para o meio vão vencido pelo vigamento secundário, como se pode ver pela figura (mancha roxa). Este tipo de resultado é espectável, pois todo o vigamento foi considerado com ligações rotuladas, logo as maiores deformação irão surgir a meio do seu vão. No apoio esquerdo da VP0 (simulação da parede de alvenaria secundária – RS) denota-se um decréscimo dos deslocamentos devido à indeformabilidade deste apoio. Pode-se concluir que caso a viga VP0 ligasse a fachada principal à traseira, os deslocamentos máximos estariam deslocados para esquerda em consonância com o meio vão da VP0, e com valores de maior amplitude.

O vigamento secundário que vence o vão entre a fachada lateral e a VP0, tem um vão de 5,45 m, Pelo Quadro 5.5 a flecha instantânea terá que ter um valor máximo de 1,82 cm.

(5.3)

$$u_{inst \text{ vigamento}} = \frac{545}{300} = 1,82 \text{ cm}$$

Pela análise da Fig. 5.39, e aplicando a expressão (5.4), verifica-se que o vigamento secundário apresenta uma flecha de 3,43 cm.

(5.4)

$$\delta_{m\acute{a}x \text{ do vigamento}} = \delta_{m\acute{a}x \text{ do pavimento}} - \frac{\delta_{m\acute{a}x \text{ da VP0}}}{2}$$

Sendo:

$$\delta_{\text{máx}} \text{ do pavimento} = 5,18 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{máx}} \text{ da VP0} = 3,5 \text{ cm}$$

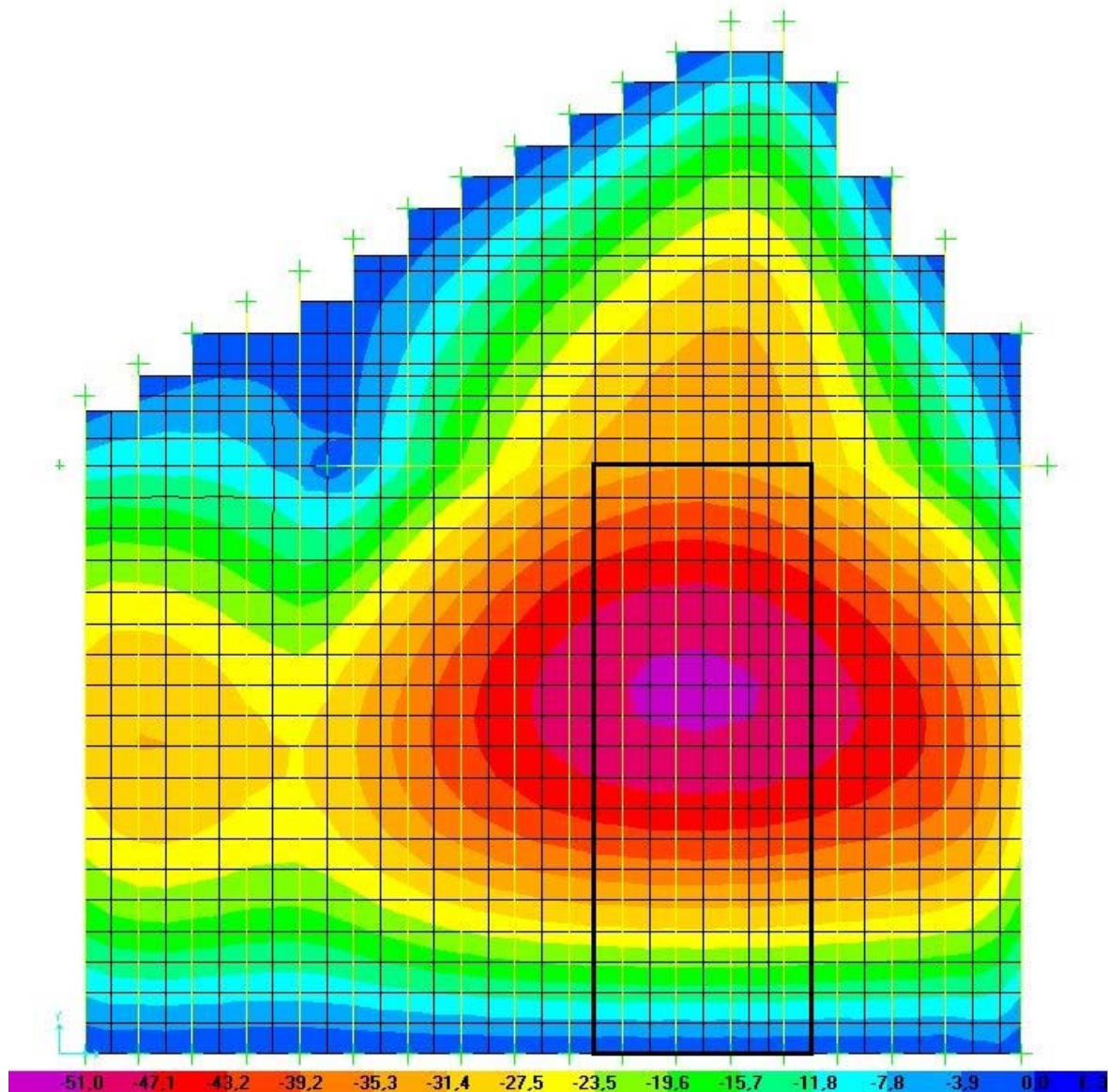


Fig. 5.39 - Mapa de deformações verticais do pavimento do rés-do-chão, instantâneas [m].

A flecha do vigamento obtida através do modelo de cálculo encontra-se fora do limite máximo referido, evidenciando um subdimensionamento da secção transversal para o estado limite de utilização – controlo de deformações.

Procedeu-se de igual modo à verificação da flecha da VP0. Esta viga vence um vão de 6,7 m. Então, de acordo com o Quadro 5.5 é admitida para esta viga uma flecha máxima instantânea de 2,23 cm.

(5.5)

$$u_{inst VP0} = \frac{670}{300} = 2,23 \text{ cm}$$

Porém, pela análise da Fig. 5.39 verifica-se que esta apresenta uma deformação vertical de 3,5 cm, valor acima do máximo admissível, indiciando, deste modo, um subdimensionamento da secção transversal para o nível de cargas em jogo, para o estado limite de utilização – controlo de deformações.

Para a verificação dos resultados utilizou-se um método bastante expedito. Admitiu-se uma faixa de pavimento constituído por quatro vigas secundárias (secção $0,07 \times 0,22 \text{ m}^2$) assinaladas na Fig. 5.39, com uma largura total de influência de 2 m (0,50 m cada viga), corresponde a uma carga distribuída de 6,8 kN/m. Optou-se por uma faixa de quatro vigas, pois pela análise da Fig. 5.39 verificou-se que estas quatro vigas apresentavam deslocamentos dentro dos mesmos valores.

Atendendo a que para vigas simplesmente apoiadas a flecha a meio vão é dada pela seguinte equação [43]:

(5.6)

$$\delta = \frac{5pl^4}{384EI_x} = 7,2 \text{ cm}$$

Sendo:

$$I_{x/viga} = 6,21 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \text{ (total: } 2,48 \times 10^{-4} \text{ m}^4)$$

$$E = 10 \times 10^6 \text{ kPa}$$

$$p = 6,8 \text{ kN/m}$$

$$l = 6,70 \text{ m}$$

Verifica-se que o valor obtido pelo método expedito é bastante superior ao valor do modelo de cálculo. Esta discrepância de valores pode ser explicada pelo fenómeno de redistribuição de cargas que o soalho permite ao longo do pavimento, bem como pela sua própria rigidez à flexão.

Para simular o estado actual da estrutura dos pavimentos procedeu-se à verificação das deformações diferidas ao longo do tempo (finais) do pavimento (fenómenos de fluência dos materiais). Procedeu-se assim, à redução do módulo de elasticidade da madeira através do factor K_{def} ($K_{def} \cdot E = 6 \text{ GPa}$). Com esta redução verifica-se um aumento da deformação máxima de 1,4 vezes, face ao valor inicial (Fig. 5.40).

Fazendo o controlo da flecha máxima, mencionado anteriormente:

(5.7)

$$u_{final vigamento} = \frac{545}{200} = 2,73 \text{ cm}$$

Pela análise da Fig. 5.40 e aplicando novamente a expressão (5.4), verifica-se que o vigamento secundário apresenta uma flecha de 5,47 cm.

Sendo os novos parâmetros para a expressão (5.4):

$$\delta_{\text{máx}} \text{ do pavimento} = 7,25 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{máx}} \text{ da VP0} = 3,56 \text{ cm}$$

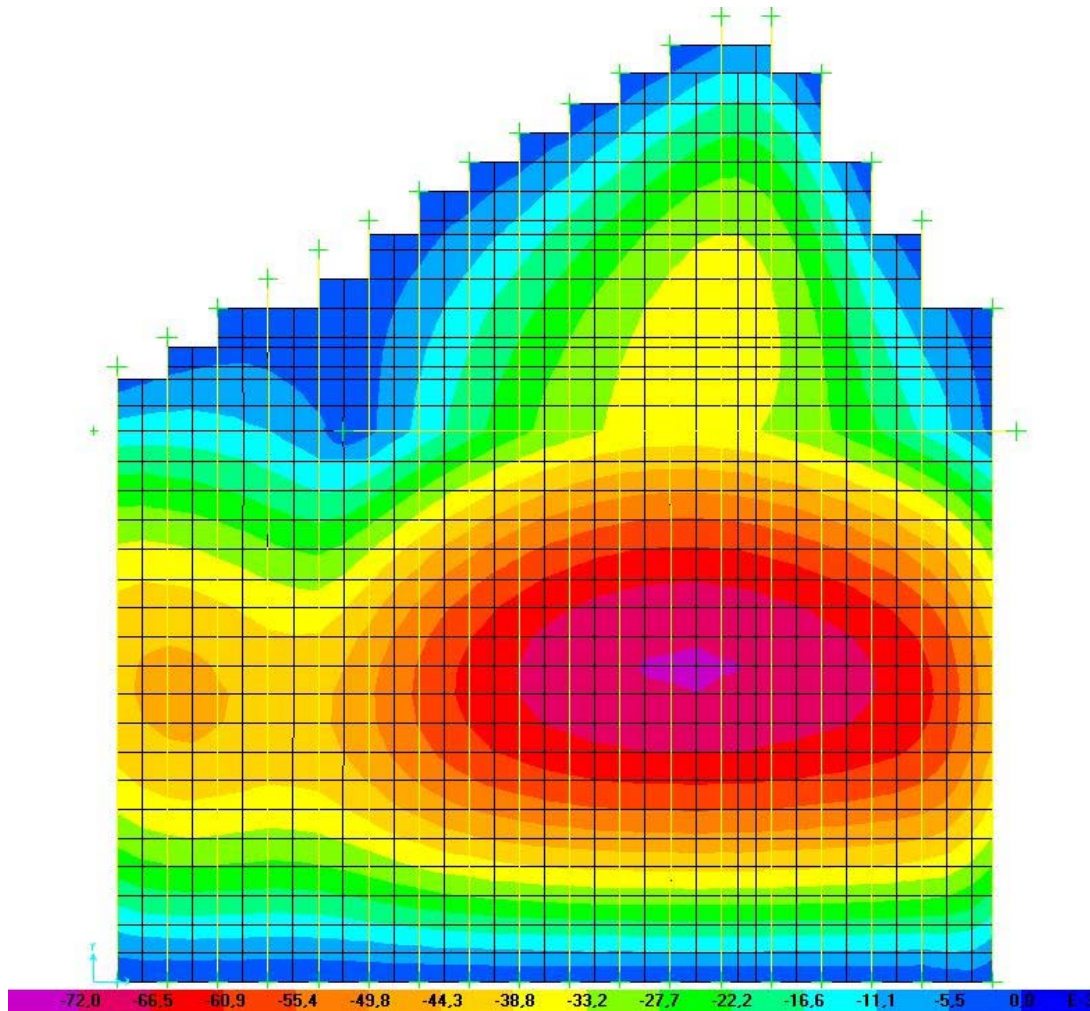


Fig. 5.40 - Mapa de deformações verticais do pavimento do rés-do-chão, finais [m].

Com a redução do módulo de elasticidade da madeira, para a simulação das deformações diferidas ao longo do tempo, a deformação máxima do pavimento aumenta 1,4 vezes, continuando a não cumprir a deformação máxima admissível.

Em relação à VP0, procedeu-se mais uma vez ao controlo da deformação para situação de redução do E_{madeira} .

(5.8)

$$u_{\text{final VP0}} = \frac{670}{200} = 3,35 \text{ cm}$$

Mais uma vez, a VP0 não verifica os limites mencionados no (Quadro 5.5), evidenciando um subdimensionamento da secção transversal para o cumprimento do estado limite de utilização – controlo de deformações.

5.5.2.2. Pavimento 1º piso

Pela análise da Fig. 5.41 é possível verificar que as deformações verticais neste pavimento variam entre 0,037 m (roxo) e 0 m (azul escuro). Os pontos de deformação máxima neste piso situam-se praticamente no mesmo alinhamento vertical do piso inferior, sendo expectável este resultado, pois ambos os pisos têm praticamente a mesma configuração estrutural. Salienta-se que neste pavimento a viga VP0 é substituída pela parede de compartimentação existente no rés-do-chão, no alinhamento vertical da VP0. Assim verifica-se, pelo mapa de deformações que as deformadas verticais da VP0 e da parede divisória estão em consonância (a análise da parede de compartimentação é feita na secção 5.5.3). Neste piso também são notórias as influências do apoio esquerdo da VP0, que devido à sua indeformabilidade condiciona de igual modo a deformação do pavimento do 1º piso.

À imagem dos limites referenciados no pavimento do rés-do-chão, no 1º piso também são aplicados essas mesmas valências. Assim sendo, a flecha máxima instantânea admitida é $u_{inst.} = 1,82$ cm (valor anteriormente calculado).

Mais uma vez é necessário proceder à extracção da deformação apenas do pavimento secundário, para poder ser comparado com o valor máximo admissível. Utilizando a expressão (5.4) e usando os seguintes valores obtidos:

$$\delta_{\text{máx do pavimento}} = 3,73 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{máx da parede de tabique}} = 3,44 \text{ cm}$$

Resulta para a flecha máxima instantânea do pavimento no primeiro piso o valor de 2,01 cm, superior ao valor admissível (1,82 cm).

As elevadas deformações verificadas no modelo de cálculo (Fig. 5.41) devem-se, substancialmente, à deformação da VP0 e, conseqüente, ao “arrastamento” vertical da parede de tabique.

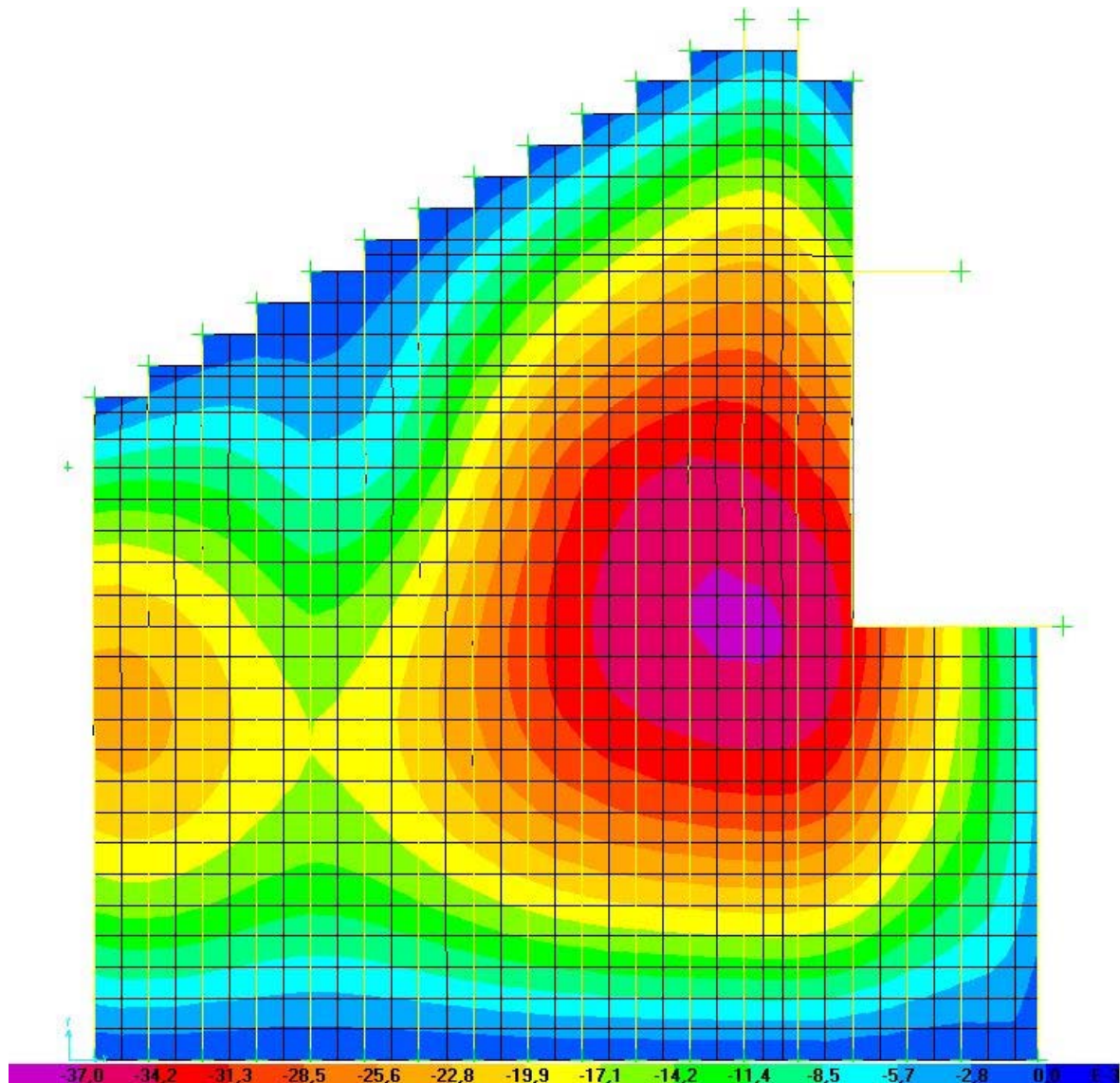


Fig. 5.41 - Mapa de deformações verticais do pavimento do 1º piso, instantâneas [m].

Em analogia com o procedido no rés-do-chão, também se procedeu à simulação do estado actual da estrutura do pavimento do 1º andar, adoptando o processo anteriormente mencionado para a redução do módulo de elasticidade da madeira. Desta feita, foi obtido um deslocamento máximo do pavimento do 1º piso de 0,046 m (Fig. 5.42), verificando-se um aumento de 1,2 vezes face às deformações instantâneas.

Nesta situação, a flecha máxima admissível cresce para o valor $u_{\text{final}} = 3,35$ cm (já referenciado na secção 5.5.2.1.). Recorrendo, mais uma vez, à expressão (5.4) para a obtenção da flecha máxima do vigamento secundário a partir da Fig. 5.42, definindo para tal os seguintes parâmetros:

$$\delta_{\text{máx do pavimento}} = 4,7 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{máx da parede de tabique}} = 3,47 \text{ cm}$$

A flecha máxima obtida no modelo de cálculo com a condicionante referida (redução do módulo de elasticidade da madeira) é 2,97 cm, este valor continua abaixo do limite máximo referido anteriormente, não indiciando um subdimensionamento do vigamento secundário para as cargas em jogo.

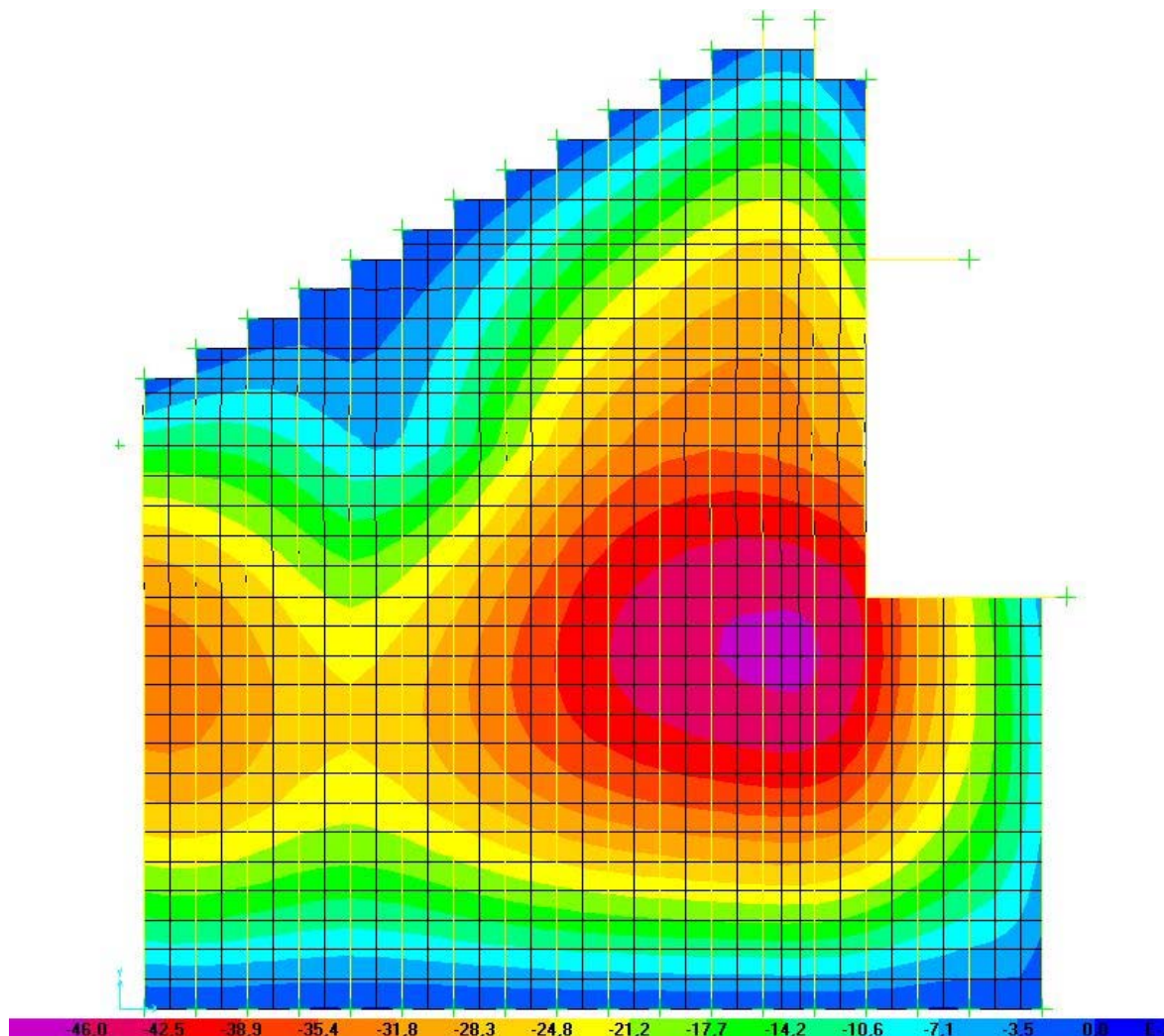


Fig. 5.42 - Mapa de deformações verticais do pavimento do 1º piso, finais [m].

5.5.2.3. Conclusões

Pelos resultados obtidos a partir do modelo de cálculo é notório um deficiente dimensionamento da viga VP0, tanto para a situação inicial de projecto, como para uma situação a longo prazo, pois apresenta valores de deformação muito superiores aos limites máximos. Também se destaca o mau dimensionamento do vigamento secundário do pavimento do rés-do-chão, quando se procede a uma análise a longo prazo (estando a situação inicial de projecto cumprida quanto ao limite de deformação).

É importante referir, que as ligações das vigas de madeira, foram todas consideradas rotuladas (desprezada a rigidez à rotação), o que na realidade não se verifica, pois existe sempre uma resistência à rotação que tem influência nos deslocamentos das vigas de madeira (sendo esta uma área a avaliar em trabalhos futuros sobre a modelação de pavimentos).

Os mapas obtidos pelo modelo de cálculo vão ao encontro das deformações observadas nos pavimentos

Assim conclui-se, que as elevadas deformações verificadas são substancialmente causadas pela elevada deformação da viga VP0, que condiciona o comportamento da estrutura do rés-do-chão e do 1º piso (por “arrastamento” vertical da parede de compartimentação que serve de suporte à estrutura do pavimento do 1º piso).

5.5.3. PAREDE DE TABIQUE

De forma análoga ao soalho, também se procedeu à calibração empírica dos elementos de *casca* representantes da parede de tabique.

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Membrane f11 Modifier	0,5
Membrane f22 Modifier	1
Membrane f12 Modifier	0,05
Bending m11 Modifier	0,01
Bending m22 Modifier	0,01
Bending m12 Modifier	0,01
Shear v13 Modifier	0,01
Shear v23 Modifier	0,01
Mass Modifier	1
Weight Modifier	1

Fig. 5.43 - Factores redutores utilizados para a simulação da parede de tabique.

A Fig. 5.43 ilustra os factores redutores utilizados na modelação da parede de tabique. Nesta simulação apenas se considerou a totalidade de f_{22} (rigidez vertical no plano da parede) e 50% de f_{11} (rigidez horizontal no plano da parede). Para os restantes parâmetros apenas foram tomados valores residuais de resistência, destacando, porém, o efeito f_{12} (5%) para um controlo da deformação vertical da parede. A escolha do valor atribuído aos factores redutores foi puramente empírica; no entanto, sempre com a noção clara de apenas considerar a resistência axial da parede de tabique.

À imagem do referido na secção 5.5.2. respeitante à calibração das características do soalho, para a parede de tabique seria também necessário um estudo cuidadoso sobre a influência dos parâmetros referidos, numa tentativa de melhor aproximar o modelo de cálculo à realidade.

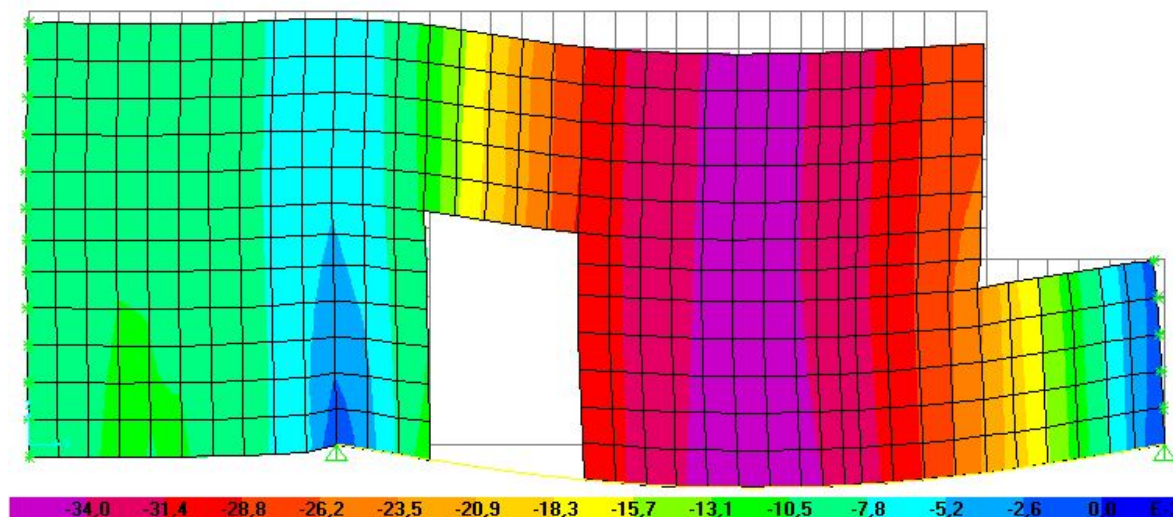


Fig. 5.44 - Mapa de deformações verticais da parede de tabique [m].

Da análise à Fig. 5.44 constata-se que as maiores deformações da parede de tabique verificam-se na zona do meio vão da viga VP0 (roxo escuro), indo ao encontro do verificado durante as inspecções ao edifício. Trata-se de uma deformação espetável, pois a viga VP0 é simplesmente apoiada nos extremos (paredes de alvenaria), apresentando deformação máxima vertical a meio vão. É notória a deformação (inclinação) da padeira da porta interior, resultado que mais uma vez está em consonância com o observado durante as inspecções.

Os deslocamentos máximos da parede de tabique são de aproximadamente 3,5 cm ao nível do pavimento do rés-do-chão, e de 3,3 cm ao nível do pavimento do 1º piso. Observa-se uma ligeira diferença entre o rés-do-chão e o 1º andar, indicando que a parede de tabique não estará totalmente comprimida, havendo zonas traccionadas. Este facto é aceitável, pois o nível de carga do rés-do-chão é superior ao do 1º andar, levando então a maiores deformações do rés-do-chão que “puxam” a parede de tabique.

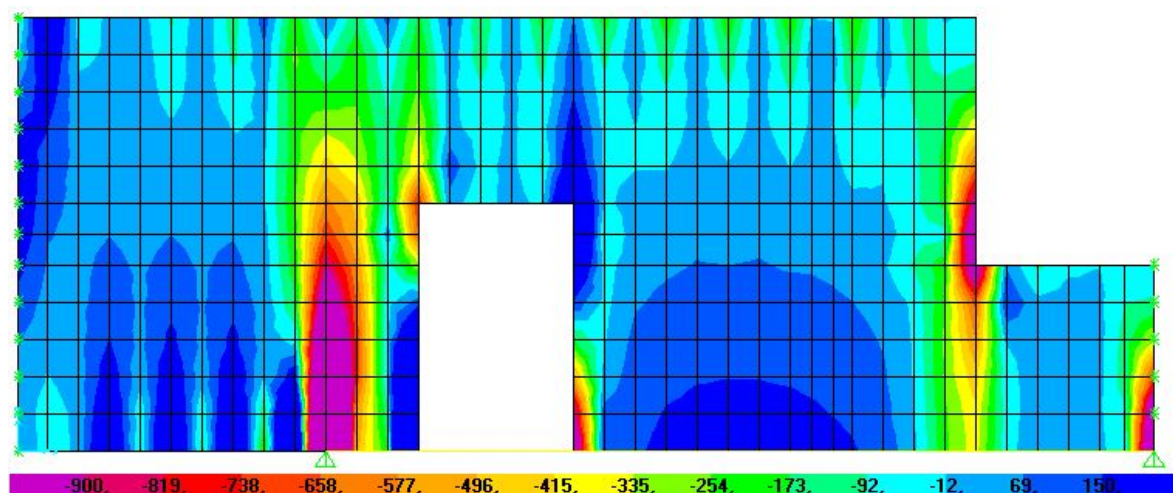


Fig. 5. 45 - Mapa de tensões verticais na parede de tabique [kPa].

A Fig. 5.45 ilustra o fenómeno referido no parágrafo anterior, onde é notório o aparecimento de desvios das compressões para os apoios da viga VP0. Para melhor visualização deste desvio procedeu-se ao traçado do caminho das tensões principais (Fig. 5.46).

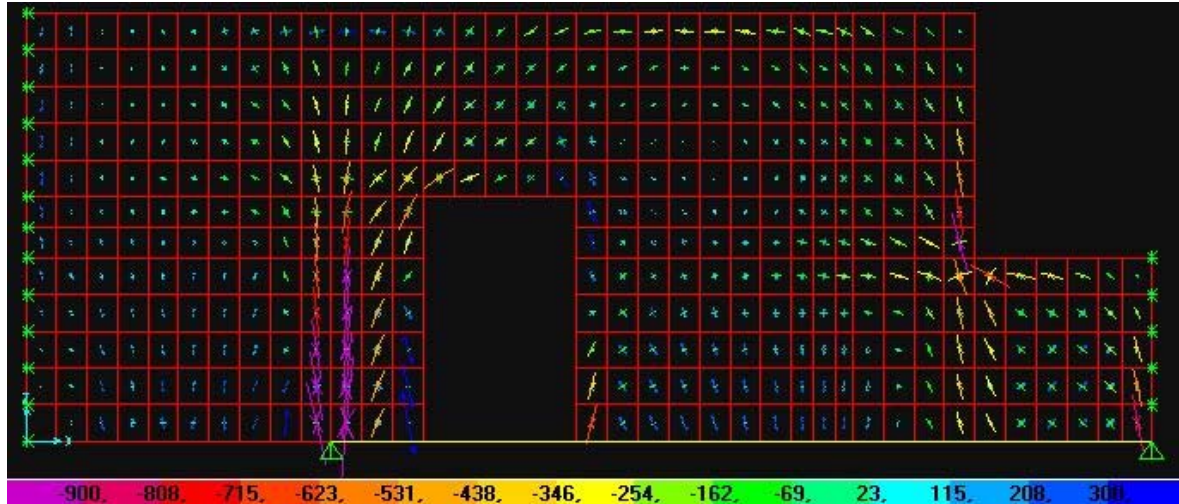


Fig. 5.46 - Mapa do caminho das tensões principais [kPa].

Na Fig. 5.46 destaca-se o aparecimento de um arco de compressão entre apoios (setas de compressão), indo ao encontro do esperado, pois é nestes pontos que a parede descarrega as cargas que recebe do 1º piso. Nestes pontos (apoios) verifica-se um elevado nível de tensão (mais de 900 kPa), este valor é representativo de uma tensão pontual, situação que não se verifica na realidade. Pois o apoio da parede de tabique nas alvenarias não é pontual, mas sim distribuído ao longo de uma superfície de contacto, diminuindo assim o nível de tensões.

Nesta parede não se verificaram anomalias de grande destaque, à excepção da já mencionada (inclinação da padieira da porta interior), que indica uma deformação do pavimento e o consequente “arrasto” da parede de tabique.

6.

MEDIDAS DE INTERVENÇÃO

6.1. GENERALIDADES

A intervenção em edifícios antigos pode realizar-se a diversos níveis, consoante os pressupostos que a impõem e condicionam.

A conservação engloba um conjunto de acções destinadas a prolongar o tempo de vida de uma edificação, impondo em primeiro lugar (de acordo com a carta de Veneza), que os edifícios sejam sujeitos a operações regulares de manutenção. A manutenção corresponde, assim, a um conjunto de operações preventivas destinadas a manter o bom funcionamento das edificações e das suas partes constituintes, através de limpezas e pinturas, inspecções e pequenas reparações. A prevenção é sempre a melhor forma de evitar as anomalias que possam vir a surgir; salienta-se o caso simples da pintura regular das fachadas exteriores, evitando desta forma a degradação dos rebocos e consequente deterioração das alvenarias. Na ausência destas medidas regulares de prevenção, qualquer intervenção futura terá um peso económico e físico mais gravoso na estrutura do edifício.

A concepção estrutural pode ser definida como a capacidade de assegurar o compromisso entre a segurança, a economia e a estética, competindo ao projectista gerir estas exigências de forma a atingir a melhor solução possível. Este tipo de definição faz todo o sentido quando se fala em novas construção, onde tudo é pensado a partir do zero. Quando se passa para a reabilitação é necessário acrescentar uma quarta exigência, a da conservação [8].

À margem do valor patrimonial da construção em causa, a definição da estratégia de intervenção é um processo complexo e iterativo. Nos casos frequentes de construções com pouco valor histórico, este processo é comandado por factores inerentes à construção – estado em que se encontra, mas também por factores externos – regulamentação. Quando o edifício possui valor arquitectónico, as intervenções assumem um carácter de conservação, envolvendo uma maior complexidade. Exigem um maior rigor, ao nível da definição de estratégias, da concepção, do projecto, da execução e da fiscalização.

Uma intervenção em edifícios antigos deve obedecer a determinados requisitos, nomeadamente [8]:

- Eficácia;
- Compatibilidade;
- Durabilidade;
- Reversibilidade;
- Eficiência.

No caso específico da redução da vulnerabilidade sísmica, um efeito importante dos requisitos Eficácia e Durabilidade das intervenções é o de assegurar a fácil inspecção e reparação das melhorias estru-

turais introduzidas por um processo de reabilitação, após a actuação de um sismo. Esta característica acaba por ir ao encontro da reconstrução admitida pela moderna teoria da conservação: se o efeito pretendido com a aplicação de uma medida se perde durante o tempo, então este mesmo efeito deve ser recuperado com a aplicação, novamente, da mesma ou de outra com características superiores. [8]

Relativamente à superestrutura, deve-se manter o conceito construtivo original, isto é, a manutenção da função estrutural dos elementos construtivos originais (paredes estruturais, pisos e cobertura), efectuando apenas medidas de reparação e reforço quando estritamente necessário. Nas actividades de reparação deve recorrer-se, sempre que possível a materiais compatíveis com os originais, devendo deste modo utilizar técnicas reduzidamente intrusivas. No entanto se o recurso a técnicas e materiais mais avançados se tornar mais vantajoso para a estrutura, deverá ser este o caminho a escolher em prol da “saúde” estrutural do edifício. Facilmente se percebe que todas as intervenções executadas na filosofia do fachadismo, isto é, aproveitar unicamente as fachadas do edifício e reconstruir o interior em betão armado, por exemplo, são fortemente reprovadas nos conceitos da reabilitação; ao proceder a este tipo de intervenção há a perda completa de uma identidade construtiva de uma dada época.

6.2. MEDIDAS PROJECTADAS – EDIFÍCIO EM ESTUDO [44], [45]

A partir do descrito na secção 5.3. serão propostas medidas de intervenção, de modo a corrigir as anomalias verificadas no edifício em estudo.

Salienta-se que as medidas aqui anunciadas fazem parte de um estudo académico. Este trabalho, realizado em parceria com o Instituto da Construção, ao qual apenas foi requerido o relatório de inspecção e diagnóstico do estado do edifício, não visa a elaboração do projecto de intervenção. Como tal, caso se verifique a aplicabilidade das medidas enunciadas, será necessário um estudo mais aprofundado, nomeadamente com a monitorização de fendas e das deformações dos pavimentos, a inspecção rigorosa à cobertura, etc. O período de monitorização das fendas, deverá estar compreendido num período de um ano (aproximadamente), possibilitando a verificação da variabilidade no tempo do comportamento das fissuras, permitindo verificar (do efeito da sazonalidade ao longo do ano) que estas estão em evolução ou, se pelo contrário, encontram-se estabilizadas. Isto permite concluir se a causa que as origina ainda se mantém, ou, se a sua ocorrência se localizou no tempo.

Em relação aos pavimentos, é preciso uma inspecção rigorosa ao estado da estrutura destes, nomeadamente ao do 1º piso onde não houve acesso, averiguando assim o estado das entregas, da ligação à parede de tabique e do possível ataque por agentes bióticos. A inspecção da cobertura do edifício torna-se fundamental para apurar o estado das asnas e das entregas, permitindo deste modo a definição de medidas preventivas, caso se verifiquem necessárias.

Devido à carência de uma inspecção rigorosa aos diversos elementos construtivos do edifício serão então apresentados alguns cenários que possam ocorrer durante as futuras possíveis inspecções e as respectivas medidas de intervenção.

Em relação às alvenarias e devido à patologia observada, fendilhação, serão colocados dois cenários de possível ocorrência durante a monitorização: estabilidade das fissuras ou detecção de um progressivo aumento da fendilhação. De igual modo, nos pavimentos foram elaborados dois tipos de situações distintos: estabilização das deformações e contínuo aumento destas. Por último, para a cobertura do edifício apenas foi levantado um possível cenário de ocorrência, sendo, apresentadas três possíveis medidas de intervenção.

6.2.1. MEDIDAS PROJECTADAS – FENDILHAÇÃO

Após a conclusão da monitorização da fendilhação, verificada e analisada na secção 5.3.1.1., levanta-se, assim, a possibilidade de ocorrência de duas hipóteses possíveis. A primeira hipótese consiste na detecção da estabilização das fendas, e uma segunda passa pela detecção do contínuo aumento da fendilhação. Como foi descrito anteriormente, apenas na fachada principal e na parede da cave foi conseguido estabelecer um padrão de fissuração compatível com uma possível causa de anomalia (assentamento do edifício lateral), não tendo sido atribuído às restantes fissuras problemas de cariz estrutural.

6.2.1.1. Fachada principal

Hipótese 1

Descrição:

Caso se verifique a estabilização das fendas observadas na fachada principal do edifício, tendo em consideração a possível causa apontada para esta deficiência, o processo de reparação deste problema consiste numa medida estética e de garantia de estanquidade da parede, pois esta anomalia não põe em risco a estabilidade estrutural do edifício.

Reparação:

- Decapamento do reboco em toda a extensão das fendas numa faixa de 1 m;
- Limpeza do interior das fendas – remoção de material orgânico, tipo verde e musgo;
- Enchimento da fenda com resinas epoxídicas, para possibilitar pequenas deformações que possam ocorrer nas fendas;
- Colocação de “gatos” em aço inox ou aplicação de rede de fibra – “cosendo” as fendas. Estes elementos deverão ser colocados ao longo de toda a extensão das fendas, com um espaçamento de 20 cm;
- Reconstituição do reboco;
- Pintura da fachada.

Comentário:

Este processo não interfere no funcionamento estrutural do edifício, sendo apenas um mero reparo. É aconselhável uma pintura regular das fachadas (com um intervalo máximo entre repinturas de 5 anos), para prevenção da degradação das argamassas do reboco.

Hipótese 2

Descrição:

Se através da monitorização se verificar que a fendilhação nesta fachada não estabilizou, é necessário tomar medidas preventivas diferentes das mencionadas na *Hipótese 1*. As medidas para este tipo de situação não se prendem única e exclusivamente com o edifício em estudo, pois esta anomalia surge por influência do edifício vizinho. Assim sendo, é necessária uma consolidação do solo da fundação do edifício lateral (necessidade de intimação do proprietário do edifício vizinho).

Reparação:

- Injecção de calda de cimento (ou resinas hidroactivas) no solo das fundações do edifício lateral, de modo a estabilizar os assentamentos que este verifica. Este processo diminui a deformabilidade do terreno, aumentando também a sua capacidade de carga, através do seu adensamento. Esta operação é realizada sucessivamente a diferentes cotas de profundidade, a injeção é executada segundo pressões controladas;
- Realizada a consolidação proceder-se-á a uma nova monitorização da fendilhação, averiguando deste modo a sua estabilização;
- Caso se verifique a estabilidade das fendas, então será executada a colmatação destas (processo idêntico ao mencionado na *Hipótese 1*).

Comentário:

Este processo é aplicável em edifícios de poucos andares e em zonas localizadas, no entanto torna-se numa medida bastante intrusiva e irreversível para o solo e de difícil controlo de resultados.

Uma situação ideal seria a separação dos dois edifícios, medida que deveria ter sido aplicada durante a construção do edifício vizinho, levando assim à diminuição da influência que estes têm um sobre o outro. No entanto, do ponto de vista de execução, esta medida é impraticável no estado actual dos edifícios.

Esquema:



1. Colocação do obturador duplo.

2 e 3. Aspecto da fase de injeção.

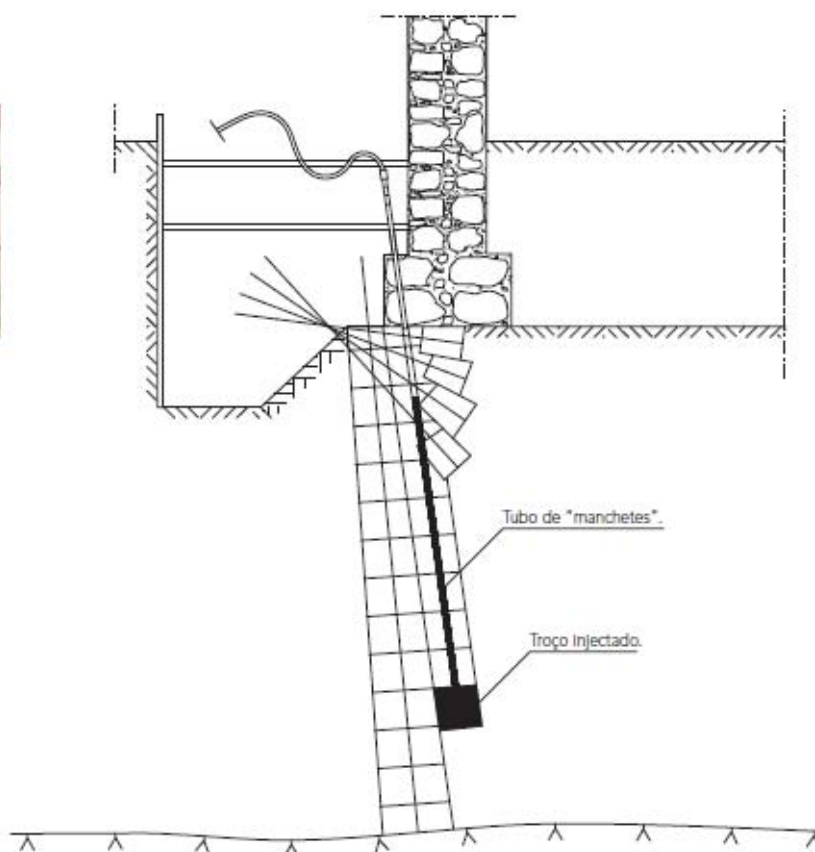


Fig. 6.1 - Injecção de caldas de cimento nos solos de fundação [8].



Fig. 6.2 - Injecção de resinas hidroactivas nos solos de fundação [8].

6.2.1.2. Fachada lateral (Oeste)

Não tendo sido encontradas origens plausíveis para as anomalias verificadas nesta parede, se após a sua monitorização se verificar que se apresentam estáveis, apenas se procederá à sua reparação. O procedimento de intervenção nesta anomalia é idêntico ao descrito na secção 6.2.1.1.

6.2.1.3. Cave – Parede cega

A fissura verificada nesta parede não coloca a estabilidade estrutural do edifício em risco, se após a sua monitorização esta se apresentar estável, apenas se procederá à sua selagem (com o procedimento idêntico ao descrito na secção 6.2.1.1., à excepção da execução do reboco e pintura).

Se por ventura a monitorização indique a progressão da abertura da fenda, a medida de reparação passará pela indicada na secção 6.2.1.1.

6.2.2. MEDIDAS PROJECTADAS – MADEIRAS

Após inspecção minuciosa das anomalias verificadas em “D2 – *Degradação das estruturas de madeira: pavimento do rés-do-chão e 1º andar*” e de todos os elementos construtivos em madeira (estrutura do pavimento do rés-do-chão, 1º piso e da cobertura – imperativa a inspecção nestes elementos) e concluída a monitorização do pavimento do rés-do-chão, poderão ocorrer duas hipóteses distintas para a intervenção na estrutura dos pavimentos.

6.2.2.1. Estrutura dos pavimentos

Hipótese 1

Descrição:

Após a conclusão da inspecção dos pavimentos e a sua monitorização se, se verificar o estado aceitável das entregas do vigamento secundário (como se verificou nos ensaios realizados com o *Registograph*) e a estabilização da deformação do piso do rés-do-chão, apenas se procederá à restituição do nivelamento do pavimento e reforço preventivo da viga VP0. A restituição do nível do pavimento poderá ser executado por duas vias distintas: reposição do nível da viga VP0, com o auxílio de meios mecânicos, ou pela substituição do efeito estrutural da viga VP0 com perfis metálicos e restituição apenas do nível do soalho dos pavimentos. Esta hipótese admite que a parede de compartimentação existente no rés-do-chão que recebe o vigamento do 1º piso, se encontra em bom estado e bem dimensionada para a recepção da estrutura do pavimento do 1º andar. Admite-se esta situação, pois a parede de compartimentação não apresentou sinais que indiquem o contrário, observando-se apenas uma deformação em consonância com a verificada no pavimento a apoia no rés-do-chão.

Intervenção 1: Na primeira situação, restituição do nível da VP0, é necessário o recurso a uma estrutura secundária (provisória) para apoio dos macacos hidráulicos que permitam o renivelamento da viga. Este processo terá que ser executado de forma progressiva e com monitorização dos danos que possam surgir, nomeadamente a (re)fissuração nas zonas já colmatadas, devido à correcção deformação. Após o estabelecimento do nível original da VP0, proceder-se-á à colocação de duas vigas metálicas a par da VP0, deixando a VP0 de ter funcionamento estrutural.

(**Nota:** Esta medida pode verificar-se pouco vantajosa, visto que o rés-do-chão e o 1º andar sofreram obras de remodelação; uma restituição para o nível original da viga VP0 poderá originar o surgimento de novas anomalias, nomeadamente fissuração das paredes interiores.)

Intervenção 2: A segunda situação para a reposição do nível dos pavimentos, passará pela colocação de duas vigas metálicas a par da VP0, passando estas a desempenhar o papel da VP0, na ocorrência de novas deformações. A restituição do nível do soalho consiste na colocação de um novo ripado, de forma nivelada e assente ortogonalmente ao soalho existente, onde posteriormente se procederá à pregagem do novo soalho.

Através dos ensaios realizados com o *Registograph* verificou-se que o vigamento secundário do pavimento do rés-do-chão apresentava pequenos ataques por agentes bióticos, não estando porém em estado crítico que ponha em causa a segurança da estrutura. Assim sendo, uma medida preventiva para este problema, consiste numa aplicação de um produto hidrófugo e desinfestante (eliminação dos agentes bióticos) nas estruturas de madeira, terminando com a colocação de uma cantoneira com 10 a 15 cm de aba, em toda a extensão das entregas do vigamento (aumentando assim a área de entrega das vigas secundárias, nas paredes de alvenaria).

Reparação:

Intervenção 1:

- Montagem da estrutura secundária para apoio dos macacos hidráulicos;
- Início do reposicionamento do nível original da VP0;
- Colocação das vigas metálicas a par da VP0, e apoio do vigamento secundário nas vigas metálicas.

Intervenção 2:

- Colocação das vigas metálicas a par da VP0, com a colocação de calços para o assentamento do vigamento secundário nas vigas metálicas;
- Assentamento do ripado (nivelado) sobre o soalho existente, perpendicularmente a este;
- Assentamento do novo soalho.

Independentemente da intervenção escolhida, é necessário proceder às seguintes operações:

- Aplicação nas estruturas de madeira do produto desinfestante e hidrófugo, para eliminação dos agentes bióticos observados e protecção contra futuros ataques;
- Colocação de uma cantoneira, com 10 a 15 cm de aba, em toda a extensão das entregas do vigamento secundário.

Comentário:

Como se pode verificar a intervenção 1, consiste na reposição do nível do pavimento original que poderá originar novas anomalias nos pisos superiores, a opção pela intervenção 1 ou 2, terá de ser tomada pelo proprietário do edifício.

Hipótese 2

Descrição:

A partir do ensaio com o *Registograph*, verificou-se que as vigas secundárias do pavimento do rés-do-chão ainda se encontram em aceitável estado de conservação, sendo apenas necessário a protecção destas contra agentes bióticos, através da aplicação com produto próprio. A colocação de uma cantoneira em toda a extensão das entregas do vigamento nas paredes de alvenaria (à imagem da mencionada na *Hipótese 1*), também deverá ser uma medida executada, aumentando, assim, a área de transmissão de esforços entre as vigas e a parede.

Se durante a inspecção à estrutura do pavimento do 1º piso, se verificar o mau estado das vigas, principalmente das entregas nas paredes de alvenaria, poderá recorrer-se à substituição das partes atingidas com a colocação de próteses no mesmo material. No entanto, caso a degradação seja para além das zonas das entregas a opção pela substituição total das vigas afectadas, poderá tornar-se mais vantajoso que a reconstituição destas através de próteses. O recurso à reconstituição das vigas através de resinas epoxidicas, também poderá ser uma solução adoptada, porém este tipo de solução torna-se mais vantajoso quando se está perante vigas de grande secção transversal, onde a sua reconstituição se torna mais económica do que a sua substituição.

Se durante a monitorização dos deslocamentos dos pavimentos, se verificar a progressão destes ao longo do tempo, haverá a necessidade de intervir na estrutura onde os pavimentos assentam, pois poderá chegar-se à situação limite de rotura. Pode-se então levantar dois tipos de situações, numa primeira em que as deformações são simplesmente condicionadas pela viga VP0, como causa do seu mau dimensionamento e numa segunda resulta-se de problemas de degradação.

A segunda situação, consiste na possibilidade de deslocamentos diferentes na estrutura do 1º piso e do rés-do-chão, isto é, os deslocamentos verificados no 1º piso serem maiores do que os do piso inferior. Nesta situação para além do problema da viga VP0, levantam-se ainda problemas na parede de compartimentação que serve de suporte ao vigamento do 1º piso, estando esta a ceder devido às cargas aplicadas (mau dimensionamento ou degradação).

No que respeita às possíveis medidas de intervenção, apenas se acrescenta uma nova, visto que a primeira situação é idêntica à *Hipótese 1 – Intervenção 2*, alterando apenas o papel as vigas metálicas de passivo para activo, pois substituirão o funcionamento estrutural da viga VP0. A nova medida de intervenção que se sugere, consiste na colmatação em simultâneo das deficiências da parede de compartimentação e da viga VP0. Assim sendo, a medida de intervenção possível para este problema, pode passar pela construção de um pórtico metálico no alinhamento vertical de VP0. Este pórtico substituirá o efeito da viga principal do rés-do-chão e da parede de compartimentação. O pórtico idealizado terá a configuração indicada na Fig. 6.3. Após a sua construção, proceder-se-á a reconstrução da parede de tabique ou semelhante, estando o pórtico completamente embutido nesta.

Reparação:

Construção do pórtico metálico:

- Execução do escoramento do vigamento secundário do pavimento do rés-do-chão;
- Remoção da viga VP0;
- Execução do maciço da fundação para o pilar metálico PM;
- Colocação de PM;
- Colocação da viga metálica que substituirá VP0, ligada às paredes R1 e R4 (Fig. 6.3);
- Escoramento do vigamento secundário do pavimento do 1º piso;
- Demolição da parede de tabique;
- Prolongamento do pilar PM até à cota do pavimento do 1º andar;
- Execução do pilar PS;
- Colocação das vigas metálicas de suporte ao vigamento do primeiro piso (Fig. 6.3);
- Descoramento do pavimento do 1º piso e rés-do-chão;
- Execução da nova parede de compartimentação, de forma ao pórtico ficar completamente embutido nesta.

Para além da construção do pórtico metálico, que apenas resolve os problemas de deformação dos pavimentos, é necessário proceder à reparação das vigas que se encontrarem em mau estado de conservação.

Reparação de zonas degradadas do vigamento:

- Identificação das zonas degradadas;
- Remoção da zona afectada da viga;
- Colocação da prótese e solidarização ao restante elemento;

- Colocação de elementos metálicos para reforço da ligação;
- Aplicação nas estruturas de madeira do produto desinfestante e hidrófugo, para eliminação dos agentes bióticos observados e protecção contra futuros ataques.

Comentário:

A construção do pórtico metálico torna-se na medida mais viável, devido às condicionantes que se verificam no local (existência da escada de acesso ao 1º andar, impossibilitando a existência de uma viga metálica). É uma medida pouco intrusiva, pois não condiciona a estrutura, nem altera o funcionamento estrutural do edifício. Em (A. 1) é apresentado o pré-dimensionamento das secções do pórtico metálico.

No que respeita à substituição de partes do vigamento degradadas, as medidas apresentadas nas (Fig. 6.4) e (Fig. 6.5), apresentam-se como medidas pouco intrusivas pois há a manutenção dos materiais originais.

Esquema:

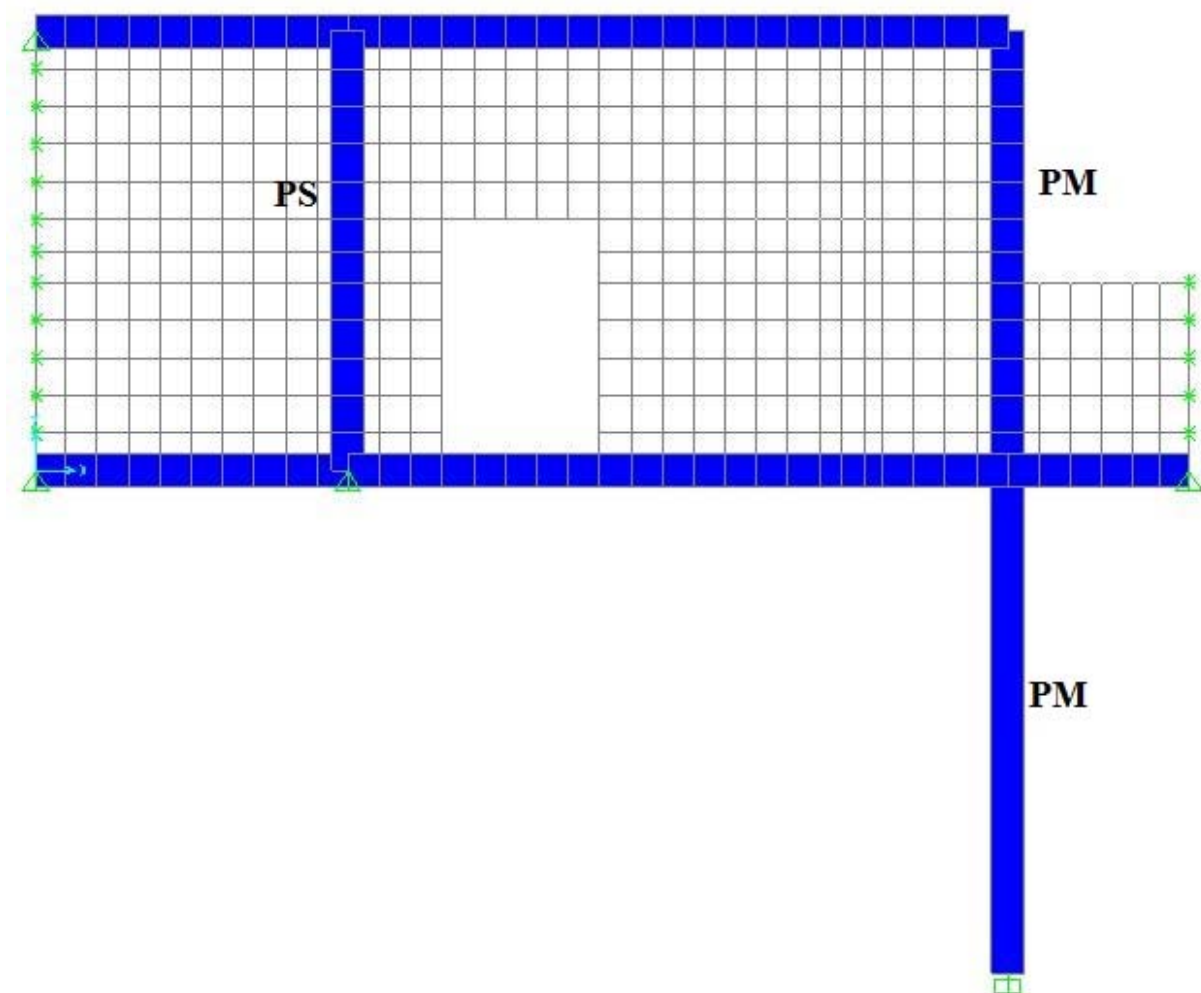


Fig. 6.3 - Pórtico metálico (Azul).

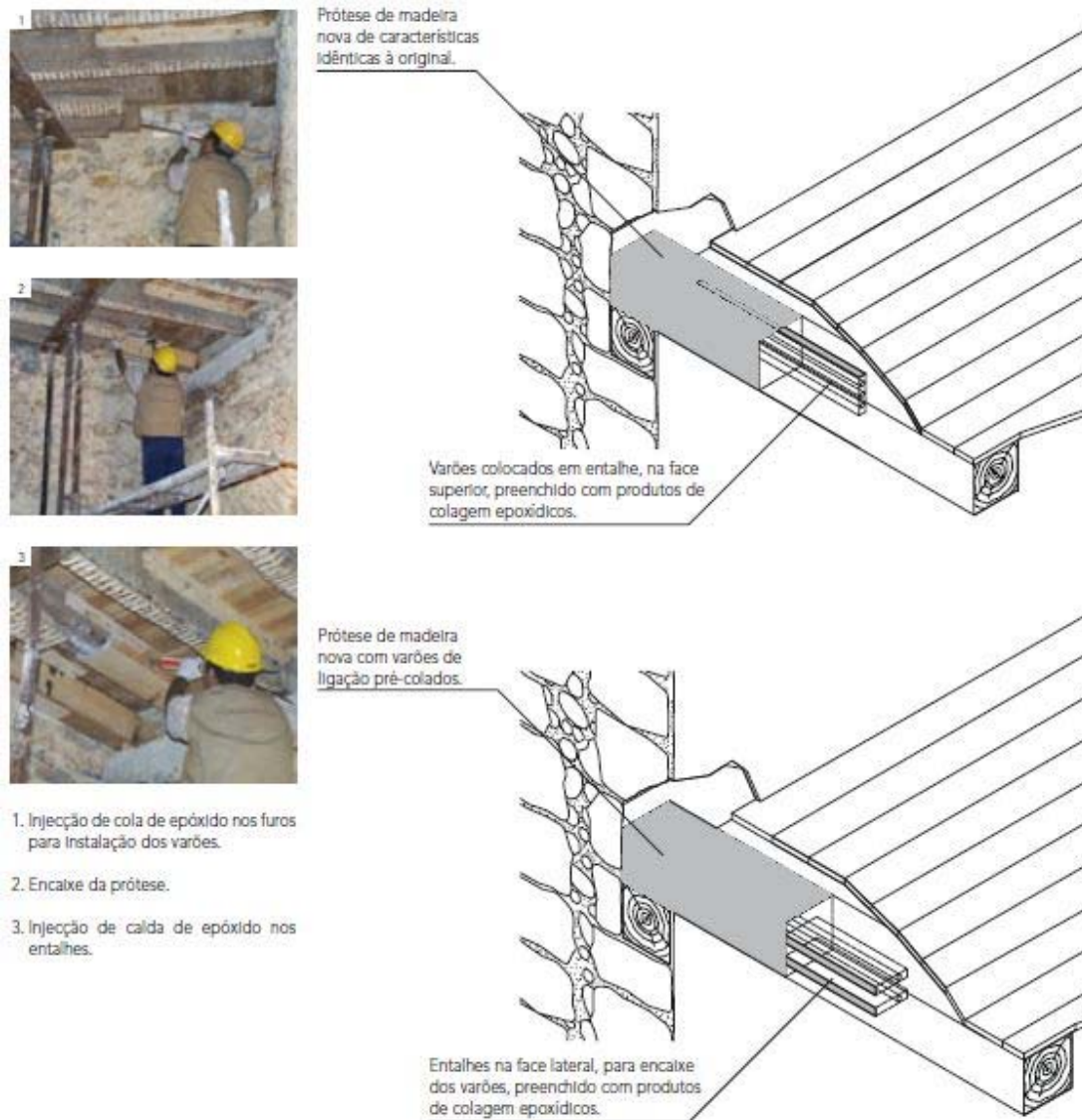


Fig. 6.4 - Substituição de troços de elementos estruturais de madeira por próteses com elementos de ligação [8].

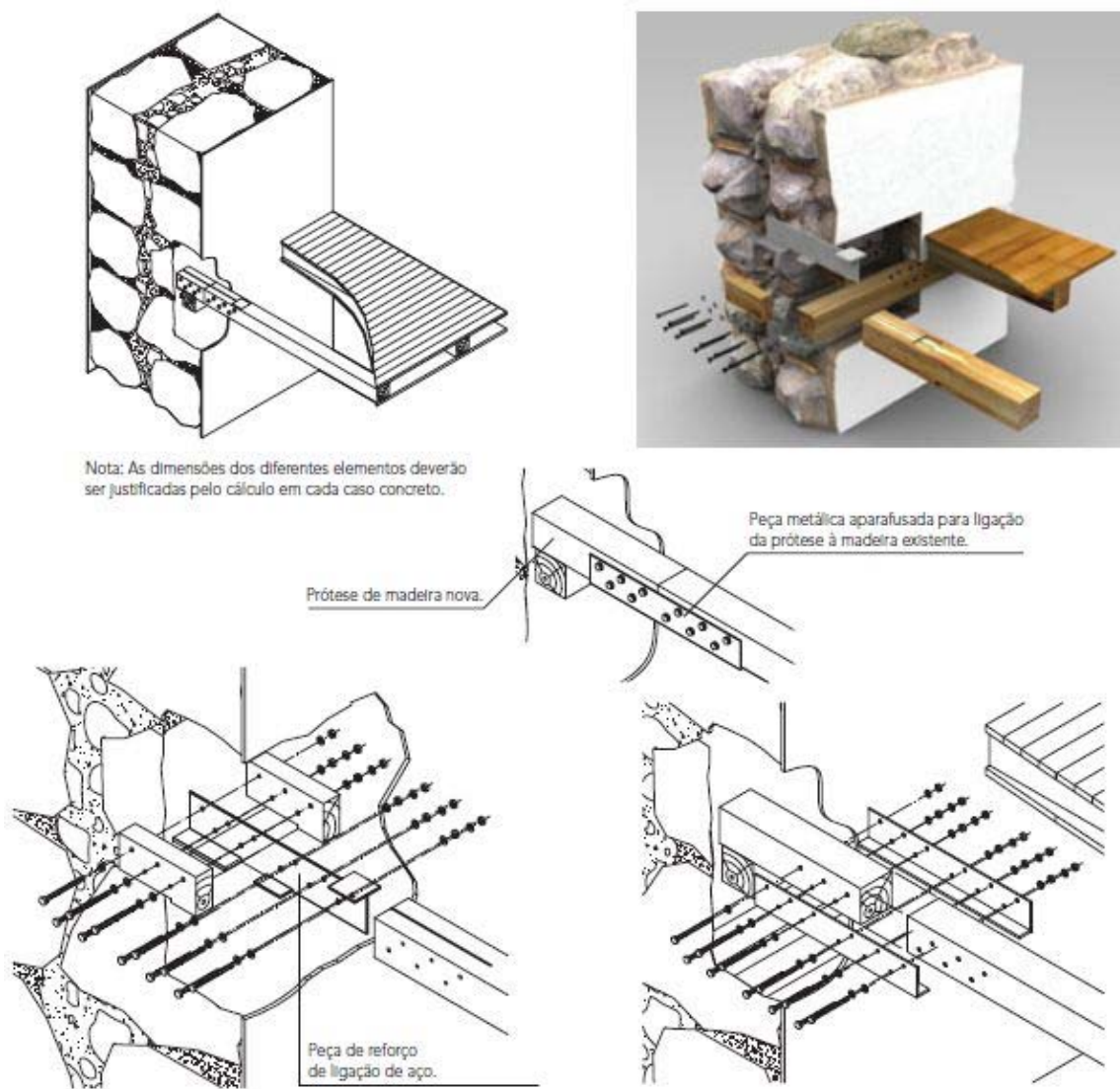


Fig. 6.5 - Substituição de troços de elementos estruturais de madeira por próteses com utilização de peças de reforço [8].

6.2.2.2. Estrutura da cobertura

Descrição:

Durante as inspecções à cobertura poderão verificar-se problemas nas asnas, nomeadamente a degradação dos elementos estruturais devido acção da água (infiltrações, devido ao mau estado de conservação e limpeza das coberturas e redes de drenagem) e agentes biótico, que poderão por em risco a estabilidade da estrutura. As entregas dos elementos das asnas nas paredes de alvenaria também são zonas bastante afectadas, podendo originar a rotura da linha das asnas e, consequentemente, a transmissão de impulsos horizontais à parede de alvenaria, que anteriormente eram suportados por este elemento.

Caso se verifiquem degradações pouco acentuadas das pernas e linhas das asnas na zona das entregas, irá proceder-se, então, à reconstituição dos elementos degradados, com recurso a resinas epoxídicas.

Neste processo não há necessidade do recurso a escoramentos secundários durante o procedimento de reparação das partes danificadas da estrutura, facilitando assim o trabalho de reparação. No entanto, se as degradações forem bastante acentuadas, o recurso à substituição por próteses poderá ser o meio mais vantajoso, pois a reconstrução das partes afectadas com resinas epoxídicas poderá não proporcionar confiança nos resultados obtidos (atendendo ao estado avançado da degradação). Salienta-se que, independentemente da solução adoptada e dependendo do estado da madeira, as zonas de intervenção terão que ser bem reforçadas com elementos de chapa metálica tratada (pregados ou aparafusados), reforçando as zonas de intervenção.

Podem ainda verificar-se elevadas deformações nos elementos das asnas, que possam proporcionar o seu mau funcionamento. Neste tipo de situação poderá recorrer-se a um “pré-esforço” da madeira, isto é, à colocação de um cabo de aço tensionado que proporcione a recuperação da deformação verificada (Fig. 6.7). Devido à não utilização do vão da cobertura a aplicação dos cabos torna-se vantajosa, evitando-se assim o processo de substituição (escoramento) do elemento afectado.

Deverá ser efectuada a aplicação de tratamento hidrófugo e desinfestante na madeira para evitar futuros ataques de agentes bióticos.

Reparação:

Reconstituição de estruturas de madeira com resinas epoxídicas:

- Limpeza dos elementos de madeira, com a remoção da madeira degradada;
- Execução de cofragem em torno do elemento de madeira;
- Injecção da resina epoxídica;
- Remoção da cofragem após a secagem;
- Colocação de elementos metálicos para reforço da ligação.

Reconstituição de estruturas de madeira com o recurso a próteses:

- Identificação das zonas degradadas;
- Colocação de escoramento no elemento afectado;
- Remoção da zona afectada da viga;
- Colocação da prótese e solidarização ao restante elemento;
- Colocação de elementos metálicos para reforço da ligação.

Na colocação dos cabos de aço tensionados, para a recuperação da deformação nos elementos em que se verifique, deverá ser deixado um esticador para regulação da tensão dos cabos. Devido à fluência dos materiais os cabos acabarão por diminuir o seu nível de tensão, sendo necessário restitui-lo, para que não ocorram novamente deformações excessivas nos elementos de madeira.

No final dos processos de reconstituição das estruturas das asnas deverá proceder-se à aplicação do tratamento hidrófugo e desinfestante.

Esquema:

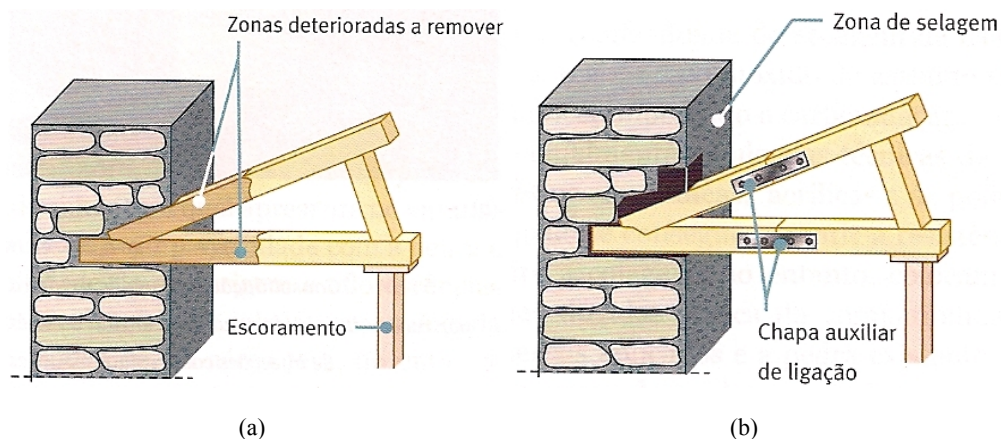


Fig. 6.6 - Reparação de asnas através da colocação de próteses [1].

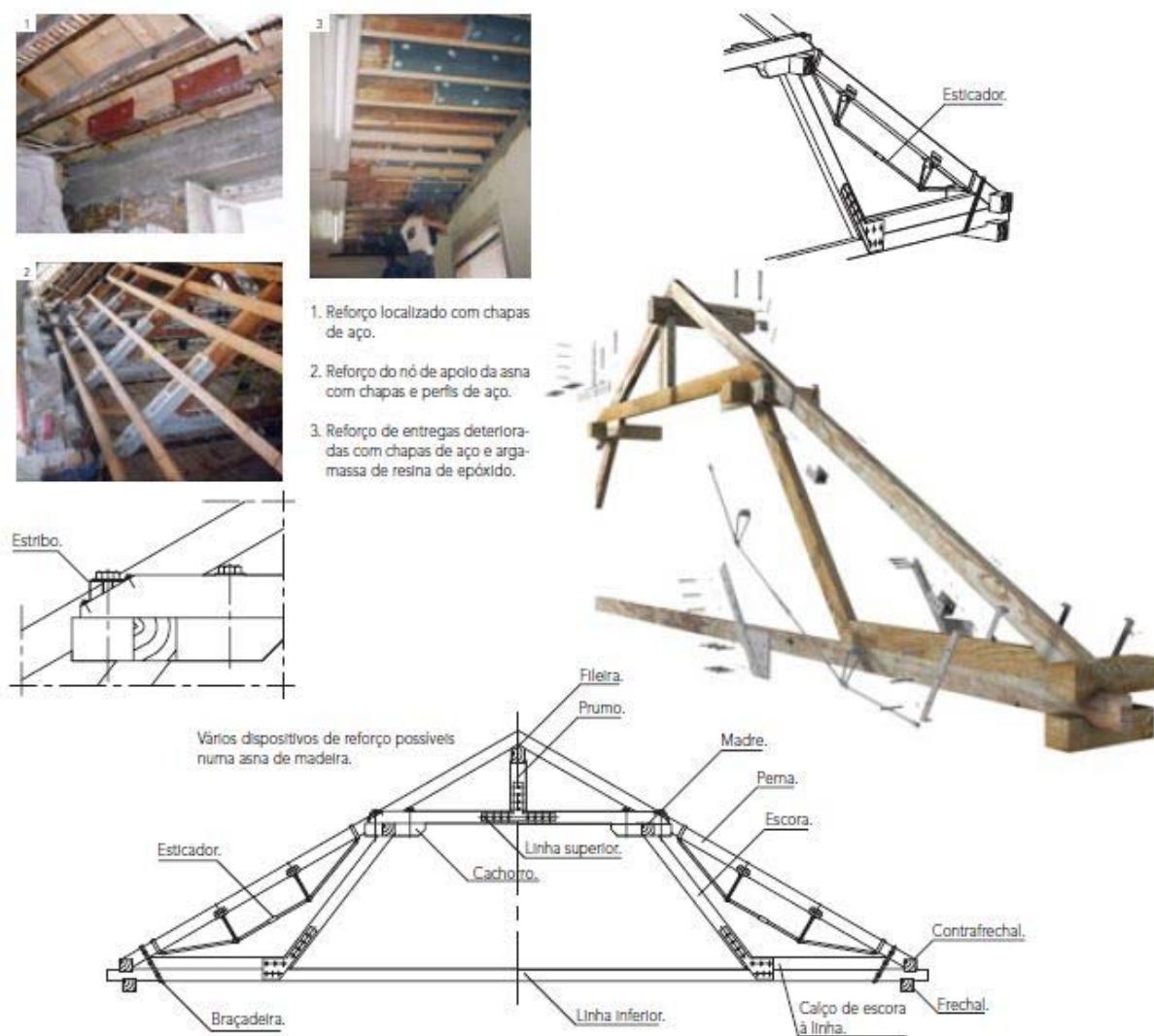


Fig. 6.7 - Reforço de elementos estruturais com peças de aço [8].

6.2.3. MEDIDAS PROJECTADAS – PAREDES DE COMPARTIMENTAÇÃO

Atendendo às anomalias verificadas em D3 – *Degradação das paredes de compartimentação: inclinação das padieiras das portas, destacamento de reboco, fissuração e descolamento das paredes resistentes*, as medidas de intervenção para estes problemas passam em primeira instância pela estabilização da estrutura principal, nomeadamente as deformações dos pavimentos. Assim sendo, será necessário em primeiro lugar intervir ao nível dos pavimentos e somente depois, colmatar a fissuração verificada nas paredes interiores. O processo de reparação passará pela aplicação de argamassa própria, para este tipo de anomalia e pintura, pois as anomalias observadas nas paredes de compartimentação não colocam problemas na segurança estrutural do edifício.

No entanto, no que respeita ao descolamento das paredes de compartimentação das alvenarias, a medida de intervenção para uma melhoria do comportamento estrutural do edifício, passará pelo reforço das ligações entre estas paredes e as de alvenaria com a colocação destes suportes metálicos embutidos na alvenaria. Deste modo é conseguido um funcionamento mais “harmónico” da estrutura, nomeadamente na direcção perpendicular à das paredes das fachadas.

6.2.4. MEDIDAS DE PROJECTADAS – VIBRAÇÃO DO PAVIMENTO

Durante as inspecções ao edifício estudado, verificou-se ser notória a vibração dos pavimentos durante a passagem de veículos pesados. Esta anomalia ocorre devido à vibração da estrutura de alvenaria, resultante dessa passagem, que por sua vez transmite este efeito aos pavimentos.

Para que este fenómeno de vibração deixe de ocorrer, é necessário aumentar a frequência de vibração dos pavimentos, de modo a que “saiam” do patamar de influência da acção provocada pela passagem dos veículos pesados. Duas situações que conduzem ao aumento da frequência de vibração da estrutura do pavimento: o aumento da rigidez ou a diminuição da massa em vibração. Em relação à diminuição da massa em vibração é impossível intervir a este nível, como facilmente se percebe, pois não se pode condicionar o uso do edifício (cargas verticais) para colmatar a anomalia da vibração. Assim sendo, a medida de intervenção viável para solucionar este problema consiste na rigidificação dos pavimentos, afastando assim a sua frequência de vibração da provocada pela passagem do veículo.

A rigidificação pode ser conseguida através da colocação de perfis metálicos perpendiculares ao vigaamento secundário, diminuindo assim o vão vencido pelas vigas de madeira (aumento da rigidez do pavimento). O espaçamento dos perfis metálicos teria de ser dimensionado para a obtenção de uma rigidez que permita atingir valores de frequência de vibração fora do patamar de influência da passagem de veículos.

Uma outra solução também poderia passar pela colagem de tiras de chapa metálica, ou de placas de madeira, tipo MDF – *Medium-density fiberboard*, ao longo do soalho dos pavimentos, com posterior colocação de um novo soalho sobre o antigo. Mais uma vez, esta intervenção teria que ser correctamente dimensionada.

Apresentam-se duas soluções para a correcção do problema da vibração dos pavimentos verificado. Salienta-se, porém, que é necessário um estudo minucioso para que estas medidas correctivas atinjam o objectivo desejado.

6.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS – EDIFÍCIO

Para além de todas as medidas enunciadas na secção 6.2., é aconselhável e imperativo o desmantelamento da fossa séptica que se encontra na entrada da cave. O desmantelamento passará pela ligação do saneamento da casa ao saneamento público e entulhamento da fossa, pois a presença de águas nas fundações põe em risco a preservação do bom estado de conservação dos materiais. Para além disso, as águas provenientes da mina deverão ser entubadas e conduzidas para o saneamento público, em vez de saírem directamente para o pavimento da cave, desaparecendo posteriormente por infiltração no solo. O escoamento da água no solo durante o processo de infiltração, poderá provocar a lavagem de finos e potenciar a ocorrência de assentamentos nas fundações (com fissuração nas alvenarias, como repercussão deste fenómeno).

Destaca-se ainda a estrutura de “suporte” das escadas (Fig. 6.8), onde é necessário intervir (desnível bastante acentuado da vigas de suporte do arranque das escadas), nomeadamente na colocação de um prumo vertical (zona assinalada a vermelho na Fig. 6.8). O prumo servirá como elemento de suporte, para restituir as deformações verificadas na zona assinalada e evitar novas deformações, pois a situação actual não proporciona grande conforto de utilização (deformação bastante acentuada).

Acrescenta-se ainda que para a saúde estrutural dos elementos em madeira, deverá ser evitada a passagem de condutas de água, ou averiguar o estado destas, para que não ocorra degradação das estruturas de madeira.



Fig. 6.8 - Estrutura de suporte da escada, em estado precário de segurança.

7.

CONCLUSÃO

7.1. CONCLUSÕES FINAIS

Ao longo de todo este trabalho foi feita uma sensibilização para a reabilitação de edifícios antigos, começando pela contextualização do leitor no que consiste a reabilitação e da sua evolução ao longo dos séculos, fazendo para tal uma abordagem das “princípios” que foram surgindo sobre este tema. Espera-se, assim, consciencializar o leitor para importância desta temática, não só por ser uma área fundamental na engenharia civil, mas também pela importância da preservação do património.

É notória a escassez da informação sobre edifícios antigos, muitas vezes com origem na própria instrução dos profissionais que executam projectos/obras de reabilitação, repercutindo-se em desastrosas intervenções nestes edifícios, ou seja, no património arquitectónico. Porém, este deficiente conhecimento pode estar relacionado com a recente importância atribuída a este tema, nomeadamente em Portugal, fazendo com que os incentivos nesta área sejam escassos e a repercussão das obras de reabilitação estarem ainda a anos de luz das construções de raiz. Por outro lado, a intervenção em edifícios antigos requer experiência e bom senso nas decisões tomadas, havendo necessidade de especialização compatível com a importância atribuída aos trabalhos dentro esta área.

Apesar de toda a contextualização teórica feita, na parte introdutória, o cerne deste trabalho consistiu na análise de um edifício, passando, por isso, pelas várias fases que um projecto de reabilitação deve seguir (inspecção, levantamento, diagnósticos, concepção de medidas de intervenção). Numa primeira análise ao edifício, verificou-se a existência de duas anomalias que se destacavam, fissuração da fachada principal e a elevada deformação dos pavimentos.

No que respeita à fissuração, concluiu-se que esta era originada por influência do edifício vizinho, pois os dois encontravam-se “colados”. Durante a construção do edifício lateral (construção mais recente), não foram tomadas as devidas medidas para diminuir a influência que este pudesse ter sobre o edifício estudado, isto é, não foi criada uma junta entre os edifícios. Assim, devido ao elevado porte do edifício vizinho (maiores cargas) este tenderá a sofrer maiores assentamentos, arrastando assim o edifício estudado. A partir deste caso, percebe-se que a envolvente aos edifícios antigos poderá ter repercussões na própria estrutura, evidenciando que as anomalias por vezes não são originadas por erros de projecto/concepção, mas sim por decisões tomadas por meios alheios ao próprio edifício. Esta teoria foi fortalecida pela análise do modelo de cálculo, onde se verificou que as anomalias registadas durante as inspecções realizadas ao edifício, coincidiam com os fenómenos de distribuição de tensões nas alvenarias (mapas de caminho das tensões).

Em relação à deformação do pavimento, esta prende-se substancialmente com um mau dimensionamento da estrutura principal de suporte, aliado à degradação dos materiais. Verificou-se que a viga

VP0 acaba por receber as cargas de dois pavimentos: do rés-do-chão e, de forma indirecta, do 1º piso através da parede de compartimentação, levando assim aos elevados deslocamentos observados.

Por fim, foram recomendadas medidas de intervenção no edifício, tentando abranger as várias hipóteses que poderiam ocorrer em relação ao estado dos danos na estrutura.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No âmbito deste trabalho seria interessante proceder a uma análise do comportamento sísmico do edifício estudado, como meio enriquecedor do estudo do comportamento de edifícios em alvenaria. O estudo sobre o comportamento sísmico deste tipo de edifícios, ainda se encontra pouco desenvolvido, havendo pouca informação sobre o comportamento destes edifícios.

De igual modo, um interessante meio de estudo no futuro, seria a calibração de modelos de alvenaria com recurso a elementos de *casca*, com a finalidade de simulá-los o mais próximo da realidade. O programa utilizado neste trabalho permite a calibração dos diversos parâmetros de rigidez de um elemento de casca, possibilitando, através destes factores, a obtenção de resultados mais realistas.

Pegando ainda nos elementos de *casca*, desta vez os que se utilizaram para a simulação do soalho, seria também um bom projecto para futuro o estudo minucioso do funcionamento deste elemento e os seus efeitos na estrutura dos pavimentos. Através da calibração de modelos, e com recurso aos parâmetros de controlo referidos no parágrafo anterior, procurar-se-ia, mais uma vez, obter resultados mais precisos.

Por fim, um trabalho de interesse para desenvolvimento futuro dentro desta área, consiste no dimensionamento de estruturas regidificadoras dos pavimentos, procurando as soluções mais eficazes.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Appleton, J., *Reabilitação de Edifícios Antigos – Patologias e tecnologias de intervenção*, Edições Orion, Amadora, 2003.
- [2] Luso, E., Lourenço, P. B., Almeida, M. *Breve história da teoria da conservação e do restauro*. 2004
(www.civil.uminho.pt/cec/revista/Num20/Pag%2031-44.pdf) 16/06/2010
- [3] Wikipédia (http://pt.wikipedia.org/wiki/Eugène_Viollet-le-Duc) 16/06/2010
- [4] *Carta de Atenas para o restauro de monumentos históricos*, 1931, 1º Congresso Internacional de Arquitectos e Técnicos de Monumentos Históricos, Atenas.
(<http://portal.iphan.gov.br/portal/baixaFcdAnexo.do?id=232>) 31/03/2010.
- [5] *Carta de Veneza. Carta Internacional sobre conservação e restauro dos monumentos e lugares*, 1964, 2º Congresso Internacional de Arquitectos e Técnicos de Monumentos Históricos, Veneza.
(http://www.icomos.org.br/cartas/Carta_de_Veneza_1964.pdf) 31/03/2010.
- [6] *Carta de Cracóvia 2000 – Princípios para a conservação e restauro do património construído*. Conferencia Internacional sobre Conservação “Cracóvia 200”, Cracóvia.
(<http://194.65.130.238/media/uploads/cc/cartadecracovia2000.pdf>) 31/03/2010
- [7] ICOMOS, *Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro do Património Arquitectónico*, 2004. ICOMOS – Portugal, Comité Científico Internacional para a Análise e Restauro de Estruturas do Património Arquitectónico.
(<http://icomos.fa.utl.pt/documentos/cartasdoutrina/icomosrecomendacoesestruturas.pdf>) 31/03/2010
- [8] Córias, V., *Reabilitação Estrutural de Edifícios Antigos*, Argumentum | Gecorpa, Lisboa, 2007.
- [9] Costa A., Arêde A., Guedes J., Paupério E. *Metodologias de Intervenção no Património Edificado. In Actas do 2º Seminário - A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação*. FEUP, Porto, 2005.
- [10] Aires-Barros, L. – Fundec, 1998.
- [11] The Presidio Trust – Green Building Guidelines for the Rehabilitation of Historic and Non-Historic Building. The Presidio Trust, San Francisco, 2002.
- [12] Euroconstruct. *Euroconstruct Country Report. Portugal, June 2003*. ITIC, Lisboa, 2003.
- [13] Euroconstruct. *Euroconstruct Country Report. Portugal, June 2005*. ITIC, Lisboa, 2005.
- [14] Appleton, J. *Reabilitar ou as Regras do Jogo. Entrevista*. Engenharia e Vida, Abril/2006, pág. 14 a 23, Sogapal/Beprofit, Queluz de Baixo, 2006.
- [15] Almeida, J., *Estudo de soluções estruturais para reabilitação de edifícios em alvenaria de pedra*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.
- [16] Wikipédia (<http://pt.wikipedia.org/>) 01/04/2010
- [17] CEN. *EN 1990: 2002. Eurocódigo: Bases para o projecto de estruturas*. IPQ, Caparica, 2002.
- [18] NCREP (<http://ncrep.fe.up.pt/web/home.asp>).

- [19] Pinho, F. F. F. *Paredes de edifícios antigos – Em Portugal*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2000.
- [20] Ferreira, A. L. *Causas e classificações de patologias em paredes de alvenaria de pedra*. Monografia realizada na cadeira de Tecnologias de Construção de Edifícios do Mestrado em Construção, Construlink Press, Oeiras, 2003.
- [21] Costa A., Paupério E., Ilharco T. *Casa de Almendra – Avaliação do estado de Conservação – DRCN*, 2008
- [22] Mascaranhas, J. *Sistemas de Construção. Descrição ilustrada e detalhada de processos construtivos utilizados correntemente em Portugal. III – Paredes e Materiais Básicos*. Livros Horizonte, Lisboa, 2003.
- [23] Pereira da Costa, F., *Enciclopédia Prática da Construção Civil*, Portugalia Editora, Lisboa, 1955
- [24] Costa A., Paupério E., Ilharco T., Ornelas C. *Relatório de Inspeção e Diagnóstico – Escola Secundária Rodrigues de Freitas*. IC, Porto, 2007.
- [25] Branco, J., Cruz, P., Piazza, M., *Asnas de Madeira*. 4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas. 13 a 16 de Dezembro de 2006, LNEC, Lisboa.
- [26] Lopes, M. A. C. *Tipificação de soluções de reabilitação de estruturas de madeira em coberturas de edifícios antigos*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2007.
- [27] Costa A., Paupério E., Ilharco T., Milheiro J. *Relatório de inspeção e diagnóstico estrutural do baluarte da Conceição em Setúbal*. 2009.
- [28] Costa A., Paupério E., Olharco T., Guedes J., Lopes V. *Avaliação do Estado de Conservação da Cobertura – Igreja de Valongo*. IC, Porto, 2008.
- [29] Costa A., Paupério E., Guedes J. Ilharco T., Ornelas C. *Relatório de Inspeção e Diagnóstico – Escola Secundária Rodrigues de Freitas*. IC, Porto, 2003.
- [30] Mascaranhas, J. *Sistemas de Construção. Descrição ilustrada e detalhada de processos construtivos utilizados correntemente em Portugal. VI – Coberturas Inclínadas*. Livros Horizonte, Lisboa, 2006
- [31] Oliveira, E. V., Galhano, F. *Arquitectura Tradicional Portuguesa*. Dom Quixote, Lisboa, 2003.
- [32] Costa A., Guedes J, Paupério E., Miranda L. *Relatório de Inspeção – Edifício de Vila do Conde*. IC, Porto, 2004.
- [33] Ilharco, T. *Pavimentos de madeira em edifícios antigos. Diagnostico e intervenção estrutural*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2008.
- [34] Faria, A. *Reabilitação de Coberturas em madeira em edifícios históricos. A intervenção no Património; Práticas de Conservação*. Porto, 2002b.
- [35] Zoreta, L. C. *Curso de Mecânica y tecnologia de los Edifícios Antiguos*. Colégio Oficial Arquitectos Madrid (COAM), Madrid, 1986.
- [36] Botelho, J. *Avaliação não destrutiva da capacidade resistente de estruturas de madeira de edifícios antigos. Mestrado em Reabilitação do Património*. Mestrado em Reabilitação do Património Edificado. FEUP, Porto, 2006.
- [37] Arriaga, F. *Intervencion en estructuras de madera*. AITIM, Madrid, 2002.

- [38] Faria, A. *Apontamentos da disciplina de Reabilitação de Estruturas de Madeira*. Mestrado em Reabilitação do Património Edificado. 2ª Edição. FEUP, Porto, 2006.
- [39] Wikipédia (http://pt.wikipedia.org/wiki/Rua_de_Miguel_Bombarda) 08/06/2010
- [40] Lopes, V. *Identificação Mecânica e Avaliação do Comportamento Sísmico de Chaminés em Alvenaria*. Dissertação de Mestrado FEUP, Porto, 2009.
- [41] Talone, F. *Avaliação do impacto dos pisos como elementos de reforço sísmico de estruturas de alvenaria de pedra*. Dissertação de Mestrado FEUP, Porto, 2010.
- [42] CEN. *EN 1991-1: 2002. Eurocódigo 1: Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. IPQ, Caparica, 2002.
- [43] Farinha J. S. B., Reis A. C. *Tabelas técnicas*. Edições Técnicas E. T. L., L.^{da}, Setúbal, 2000.
- [44] Costa A. *Técnicas de reabilitação aplicadas a diferentes construções*. In Actas do 2º Colóquio- CONSTRUÇÃO CIVIL, Reflexão pela Qualidade – Novos Desafios, Instituto Politécnico de Tomar, Tomar, 2004.
- [45] Guedes J., Costa A., Paupério E. *Reforço de Estruturas de Alvenaria*. In 2º Seminário “A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação”, Porto, Portugal, 2005.
- [46] CEN. *EN 1993: 2005. Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras de edifícios*. UDC, Bruxelas, 2005.

Anexo

A.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PÓRTICO

Neste anexo é apresentado o pré-dimensionamento do pórtico metálico referido em 6.2.2.1. *Estrutura dos pavimentos – Hipótese 2*.

As cargas permanentes e sobrecargas utilizadas no dimensionamento foram já referidas nos Quadros 5. 1 e 5. 3.

A.1. 1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

O estado limite último foi verificado para as acções relevantes em cada solução estudada, genericamente, verificando-se a relação da expressão (A.1).

(A.1)

$$E_d \leq R_d$$

Sendo:

E_d – valor de cálculo do efeito das acções

R_d – valor de cálculo da resistência correspondente

O valor de cálculo (E_d) é obtido pela expressão (A.2) [17]:

(A.2)

$$E_d = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$$

Sendo:

G_k – Valor das cargas permanentes

Q_k – Valor das sobrecargas

γ_G – coeficiente parcial de segurança das cargas permanentes (1, 35)

γ_Q – coeficiente parcial de segurança das cargas variáveis (1,5)

A.1.2. CÁLCULO DO PERFIL

Aplicando a expressão (A.2) o valor de cálculo das acções no rés-do-chão é 7,35 kN/m², enquanto que para o 1º piso é 4,35 kN/m².

Recorrendo ao programa de cálculo automático *SAP 2000*, usando o mesmo modelo de cálculo dos pavimentos mencionado no *Capítulo 5* deste trabalho (Fig. 5. 18), obtêm-se um momento máximo de dimensionamento de 87,5 kN.m e um esforço axial máximo no pilar PM de 166 kN.

Atendendo que [46]:

(A.3)

$$R_d = M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}}$$

Sendo:

$M_{c,Rd}$ – valor de cálculo do momento resistente

$M_{pl,Rd}$ – valor de cálculo do momento plástico resistente

$W_{pl,Rd}$ – módulo de flexão plástico de uma secção transversal

f_y – valor nominal da tensão de cedência

γ_{M0} – coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais

(A.4)

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

Sendo:

$N_{c,Rd}$ – valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão de uma secção transversal

A – área da secção transversal

Admitindo para o pilar PM um perfil IPE S235 de classe 1 e aplicando (A.4), então:

$$A \geq 7,07 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{IPE AA 100 com } A = 8,56 \text{ cm}^2$$

Admitindo um viga com um perfil IPE S235 de classe 1 e aplicando (A.3), então:

$$W_{pl,Rd} \geq 373 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{IPE A 270 com } W_{pl,Rd} = 413 \text{ cm}^3$$

Por disposições construtivas o pilar PM, nomeadamente as ligações entre pilares, este também será executado com o perfil IPE A 270.

Atendo às dimensões do perfil, $h = 267 \text{ mm}$ e $b = 135 \text{ mm}$, torna-se numa solução exequível, visto que este não condiciona a reconstrução da parede de compartimentação em substituição da existente no

rés-do-chão, nomeadamente na espessura da parede. A futura parede poderá ter uma espessura de 15 cm, dimensão normal para uma parede deste tipo.

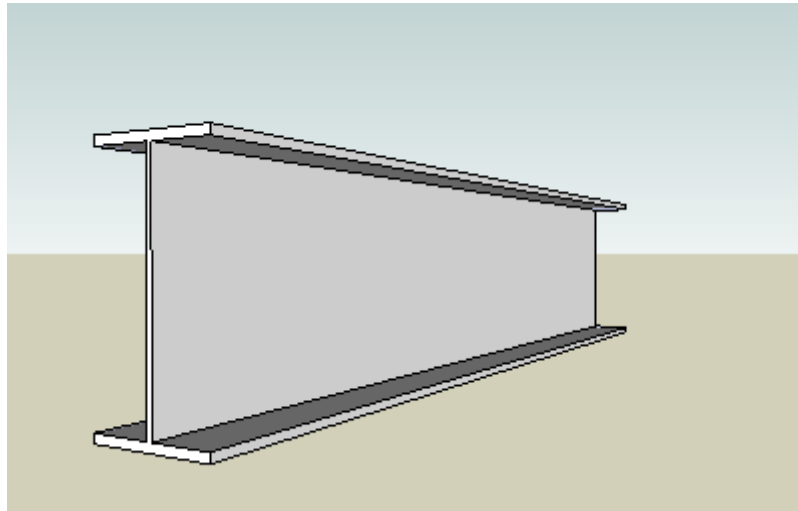
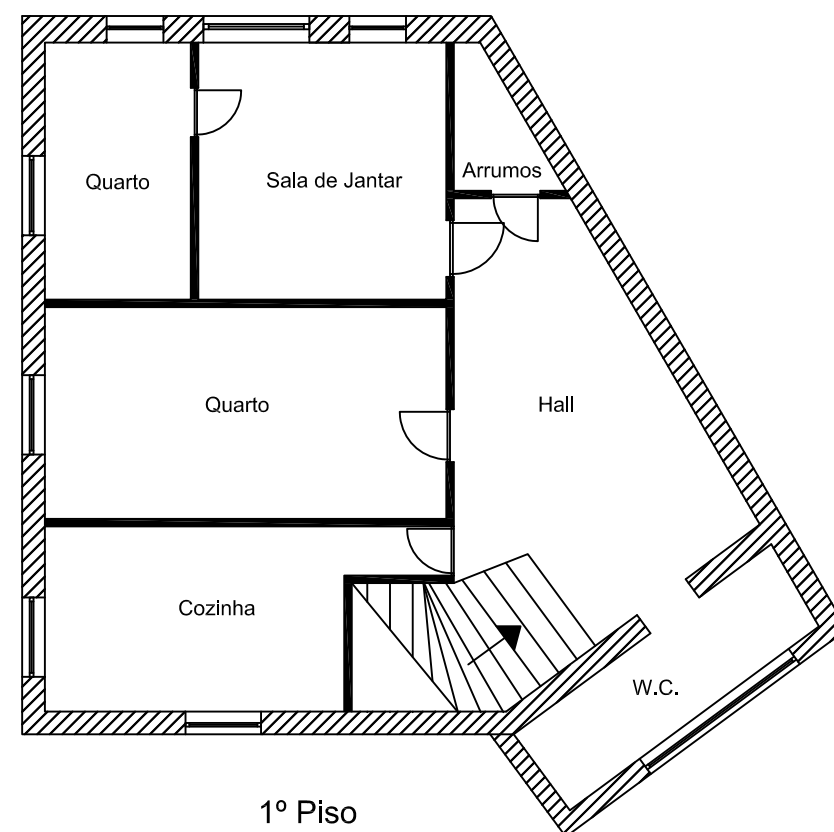
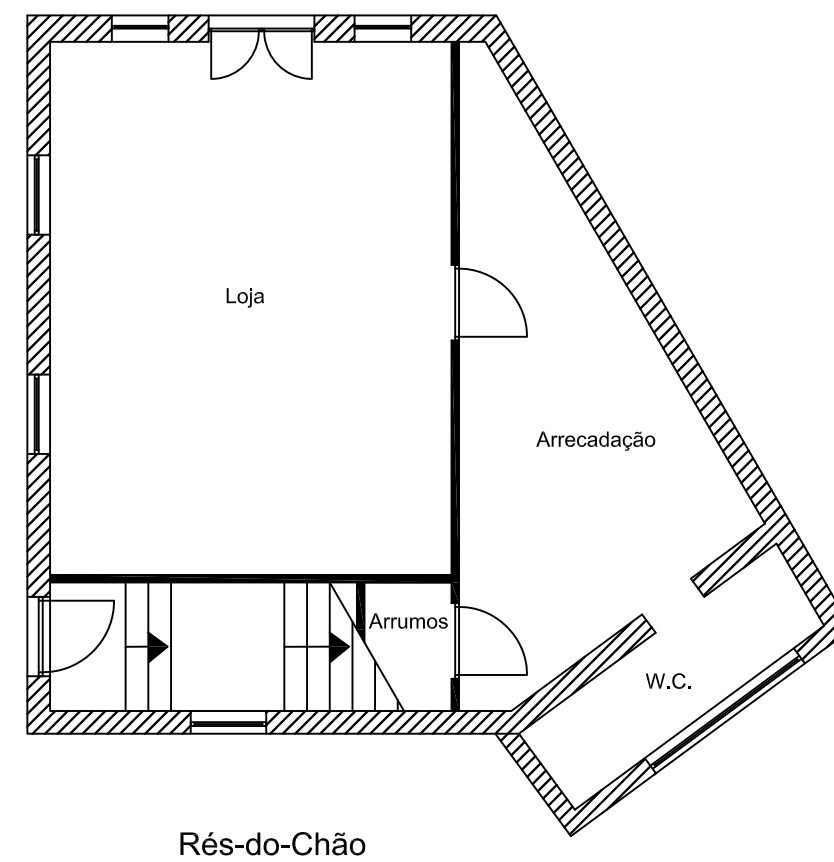
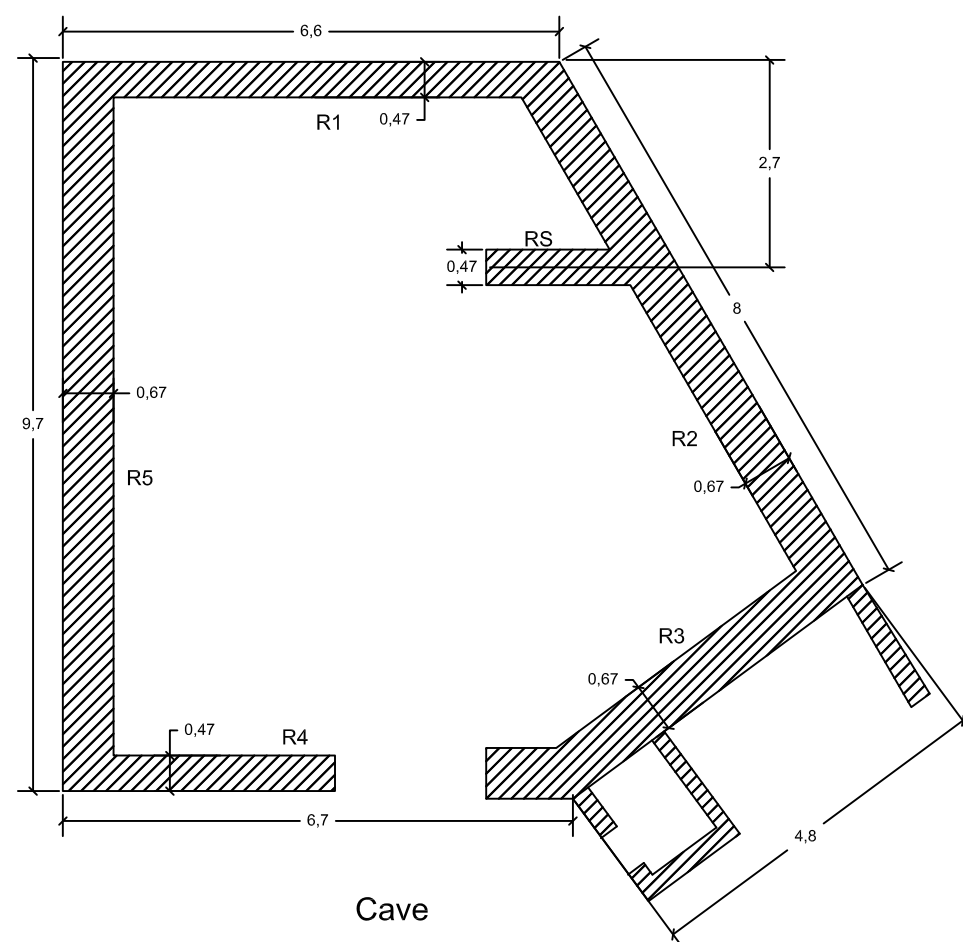


Fig. A. 1 - Perfil IPE.



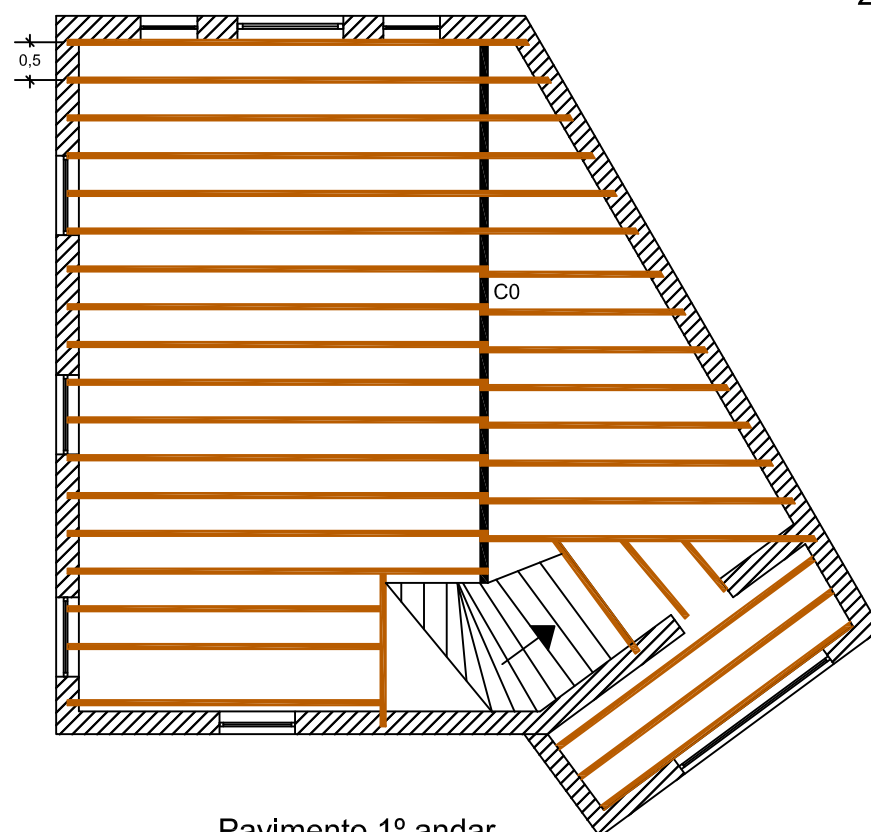
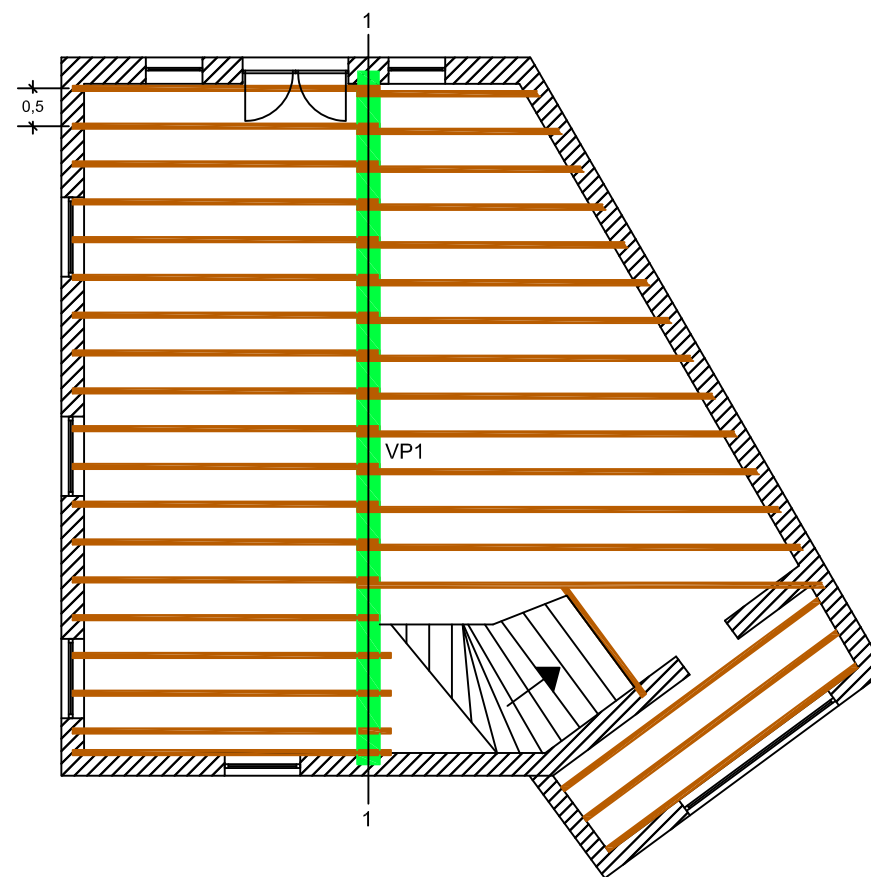
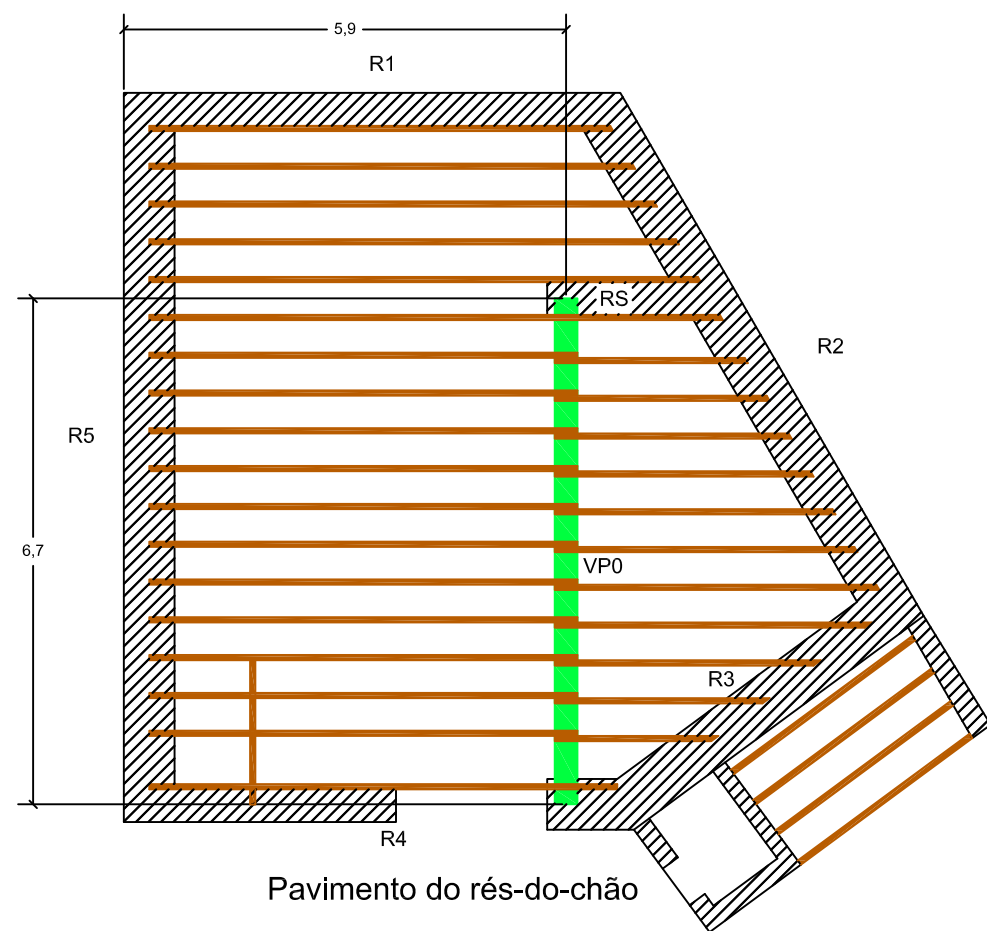
 Alvenaria

 Tabique

Norte



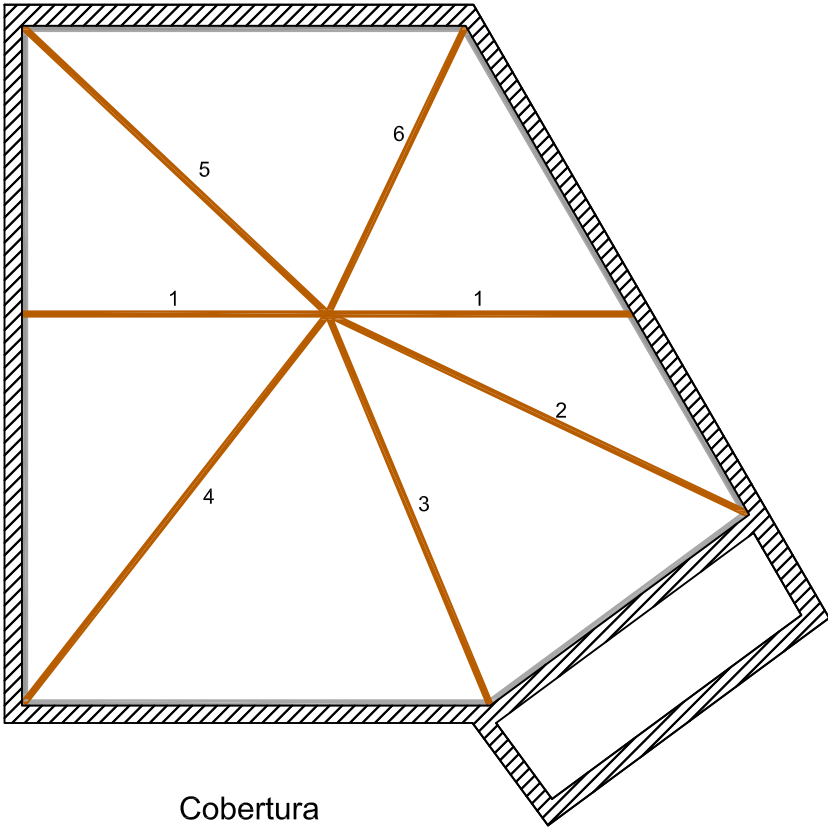
Local:	Freguesia de Cedofeita - Porto			
Peças desenhadas:	Plantas	Data:	Junho de 2010	Escala: 1:100



- Alvenaria
- Tabique
- Vigamento secundário
- Vigas principais



Local:	Freguesia de Cedofeita - Porto			
Peças desenhadas:	Estrutura dos pavimentos	Data:	Junho de 2010	Escala: 1:100

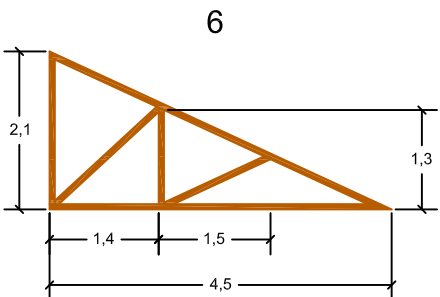
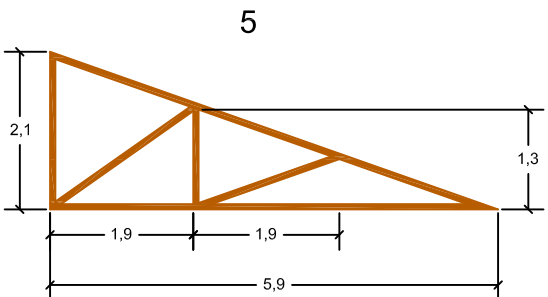
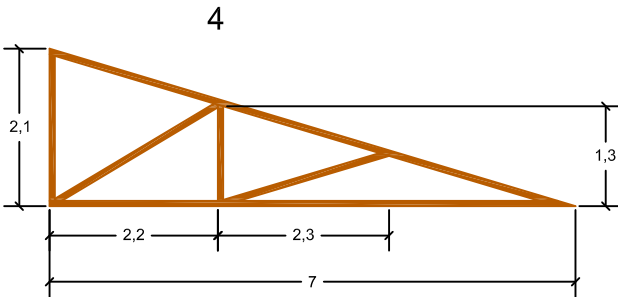
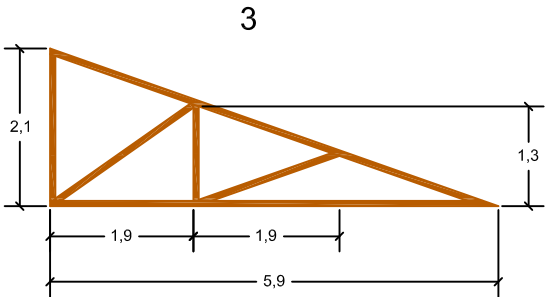
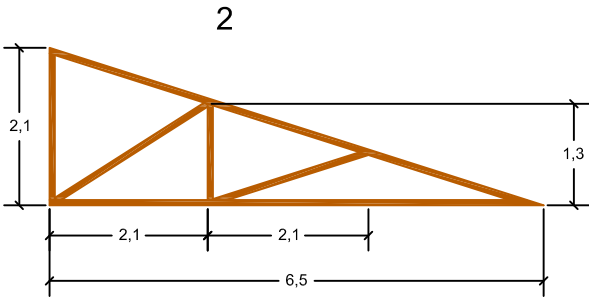
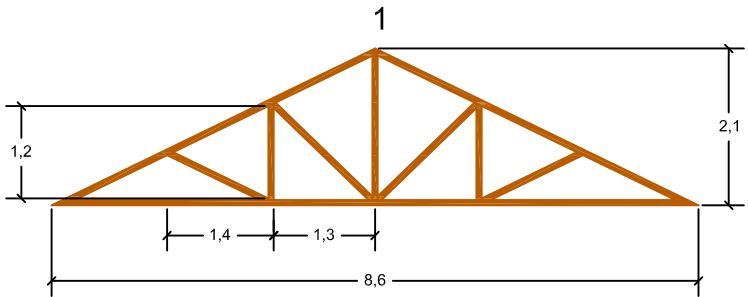


 Alvenaria

 Asnas

 Frechal

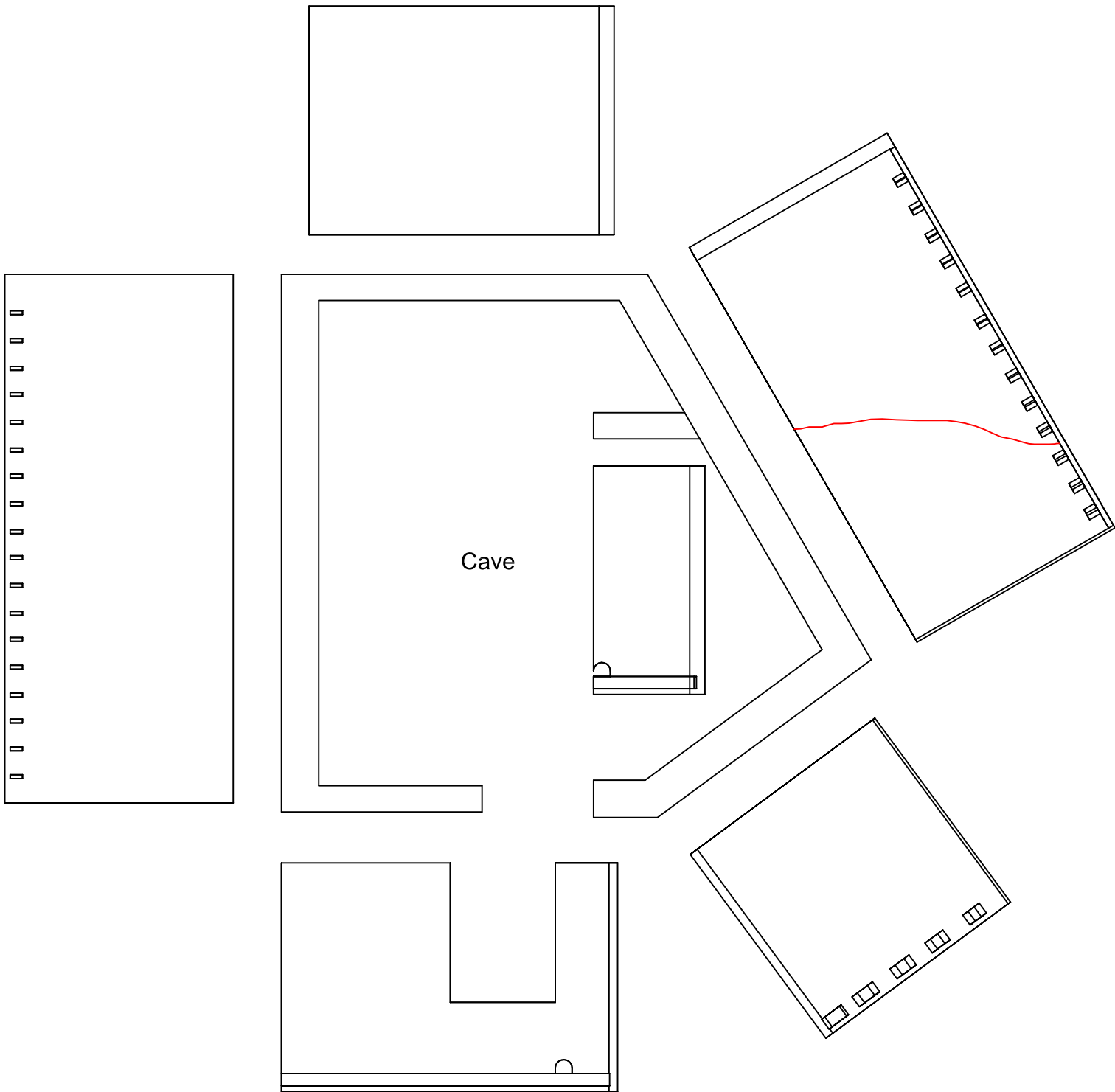
Asnas:



Norte



Local:	Freguesia de Cedofeita - Porto			
Peças desenhadas:	Cobertura	Data:	Junho de 2010	Escala: 1:100



Fissuras interiores

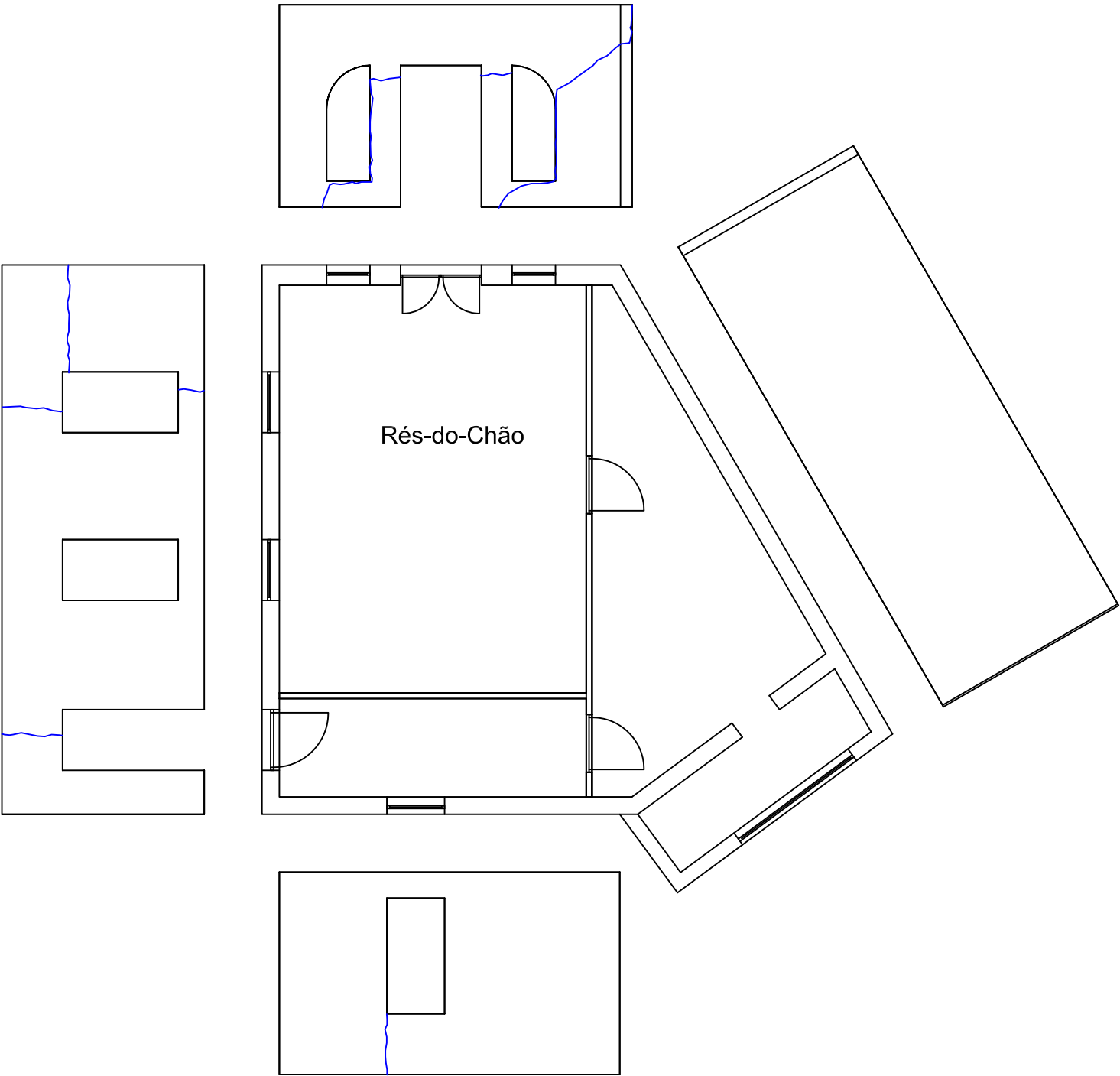


Fissuras exteriores

Norte



Local:	Freguesia de Cedofeita - Porto			
Peças desenhadas:	Rebatimentos	Data:	Junho de 2010	Escala: 1:100



Fissuras interiores

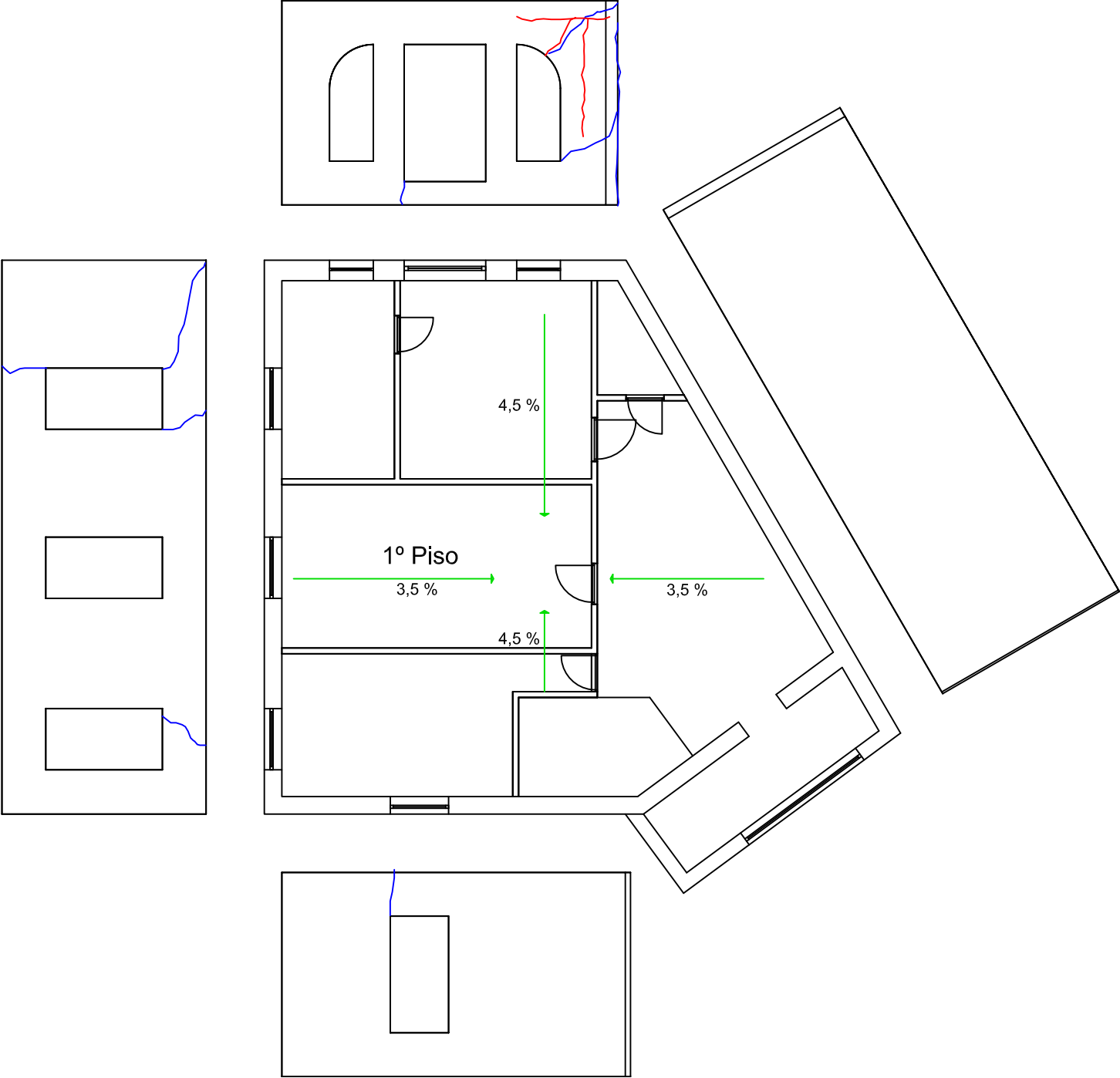





Fissuras exteriores

Norte



Local:	Freguesia de Cedofeita - Porto			
Peças desenhadas:	Rebatimentos	Data:	Junho de 2010	Escala: 1:100

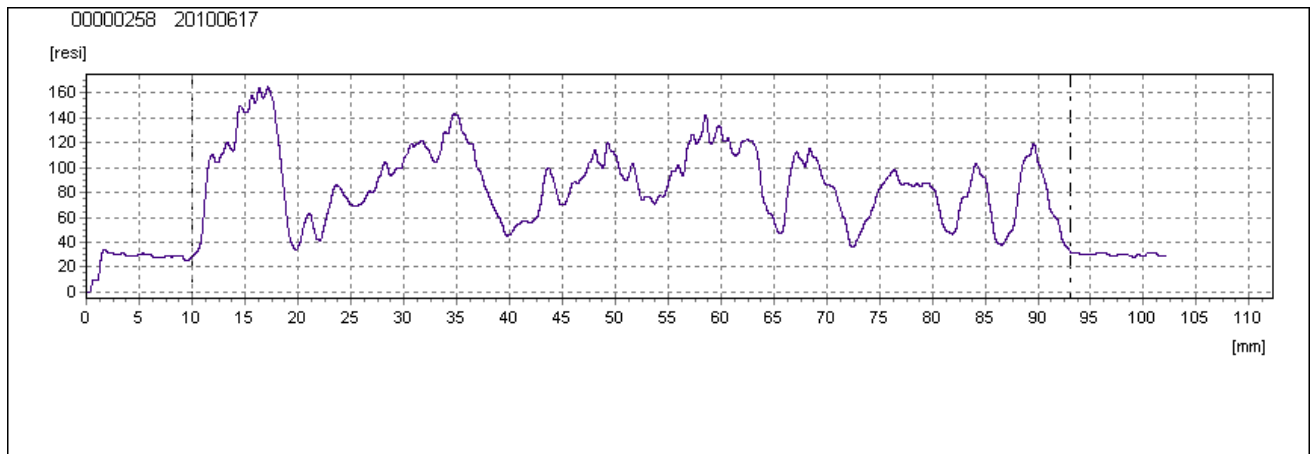


-  Fissuras interiores
-  Fissuras exteriores
-  Inclinação do Pavimento

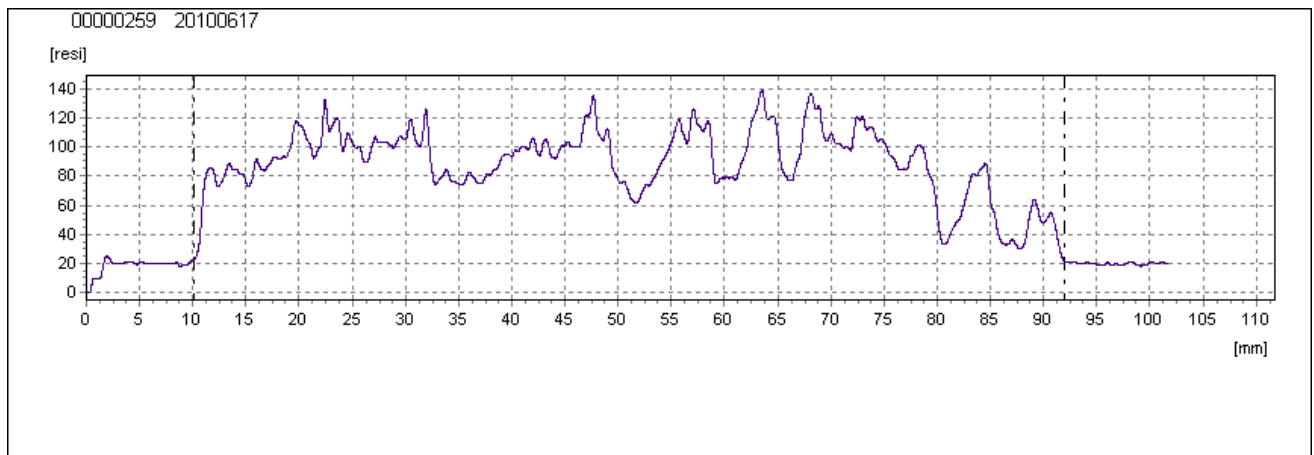


Local:	Freguesia de Cedofeita - Porto			
Peças desenhadas:	Rebatimentos	Data:	Junho de 2010	Escala: 1:100

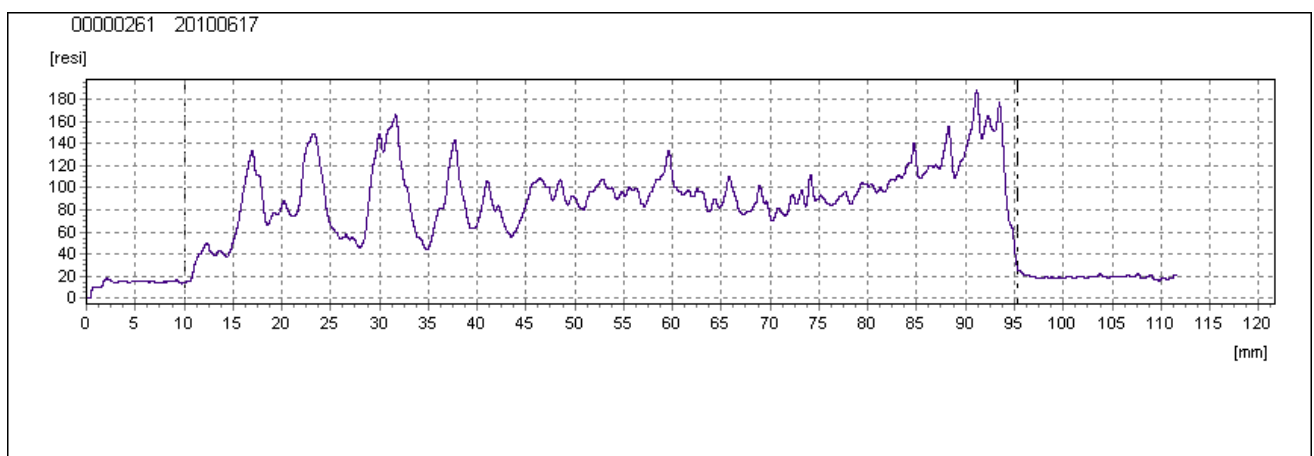
A.8 RESULTADOS DOS ENSAIOS COM O REGISTOGRAPH



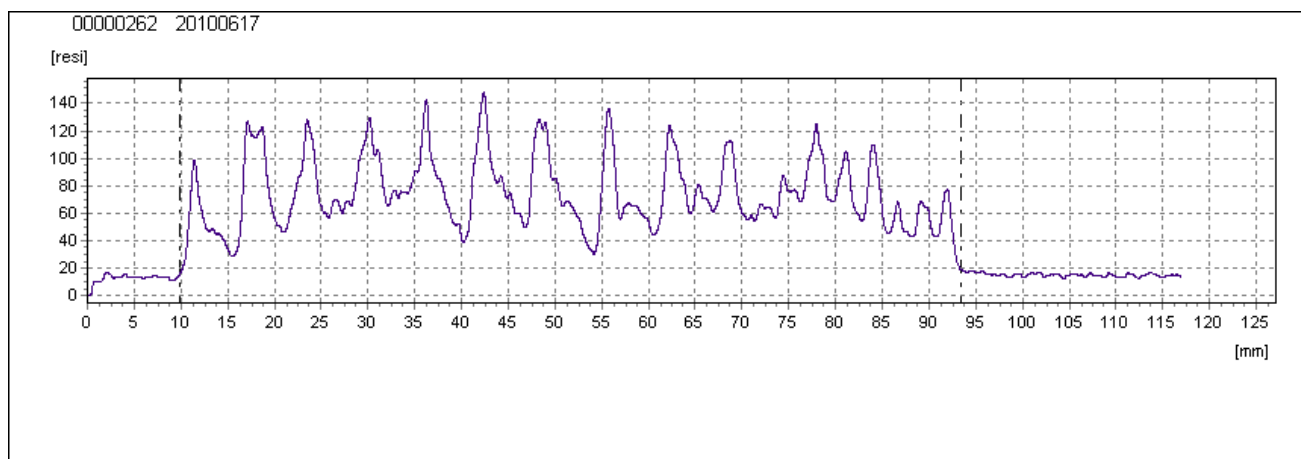
Gráf. A. 1 – Ensaio 1 – E1.



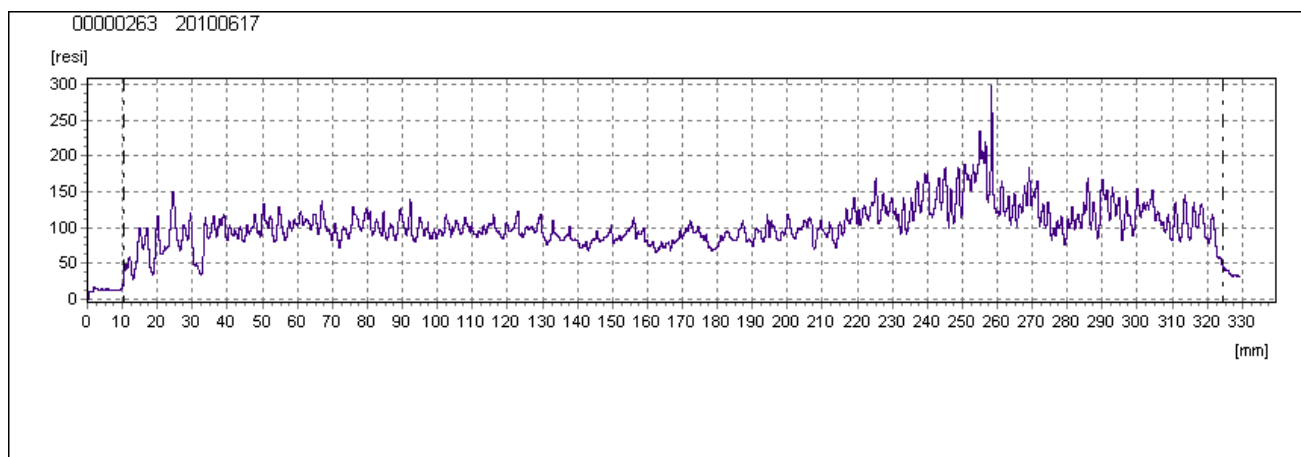
Gráf. A. 2 - Ensaio 2 - E2.



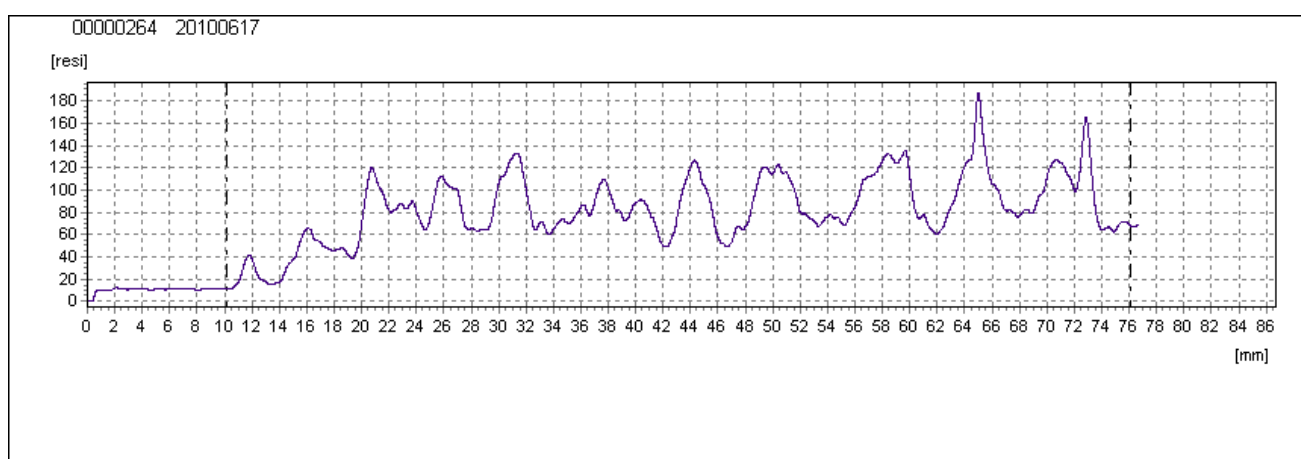
Gráf. A. 3 - Ensaio 3 - E3.



Gráf. A. 4 - Ensaio 4 - E4.



Gráf. A. 5 - Enaio 5 - E5, viga VP0.



Gráf. A. 6 - Ensaio 6 - E6.

Gráf. A. 7 - Ensaio 7 - E7.

